



Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

TESIS DE FINAL MASTER DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y DE LA CONSTRUCCIÓN

Titulo

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
RESISTENTE Y EN SERVICIO DE ENCEPADOS DE
PILOTES REFORZADOS MEDIANTE RECRECIDO DE
HORMIGON ARMADO**

Autor

Jonathan Anibal Rincón Puigvert

Tutores

Jesús Bairan

Raul Menduiña

Departamento

Departamento de ingeniería de la construcción

Fecha

Febrero de 2014

Agradecimientos

Quiero darle Gracias a Dios por darme la oportunidad de agregar este logro a mi vida.

Dedico la presente tesis a mi abuelo Aníbal (mi viejo), siempre fuiste como un padre para mí y gracias a tu sustento en cada momento de mi vida he logrado cumplir todas las metas que me he propuesto. Aunque no estés físicamente con nosotros, sé que desde el cielo te alegraras de que haya superado esta etapa de mi vida.

A mis padres Anibita y Diomayra por haberme apoyado durante todo el master y durante el desarrollo de esta tesina. Gracias por ser unos padres espectaculares y motivarme cuando sentía que el camino no terminaba, asimismo a mis Hermanas Joa y Je por siempre estar ahí en los altos y bajos a lo largo de todo el master.

A todos los amigos de Barcelona y Rep. Dom. que de una manera u otra fueron soporte para seguir estudiando y trabajando duro.

Debo agradecer de manera especial a mis tutores Jesus y Raul por su apoyo, comprensión y paciencia durante el desenvolvimiento de la investigación, sin el ánimo y el trabajo junto conmigo no hubiera podido realizarla. Gracias a ambos por su explicaciones diarias. A todo el personal de laboratorio Carlos, Jordi, Tomas por haber colaborado durante todos los ensayos hechos.

Resumen

El encepado es un elemento estructural encargado de transmitir las solicitaciones desde la estructura portante hasta el sistema de pilotes, en una cimentación profunda. Tanto por sus dimensiones habituales, como por tratarse de una región con singularidad de cargas (existencia de cargas puntuales), habitualmente debe ser tratado como una región D – zona en la que no son válidas las teorías clásicas de vigas y placas.

Cada vez es más frecuente la necesidad de ampliar o reforzar estructuras existentes, bien por ampliación, aumento de cargas por cambio de uso o como reparación por deterioros previos. Estos casos implican el introducir modificaciones en una estructura construida, que puede haber sufrido un daño previo y están sometidas a ciertas cargas permanentes que no pueden eliminarse del todo para ejecutar la reparación. Más aun, también es posible ejecutar la ampliación con la estructura en servicio; por ejemplo, en algunos puentes. En estos casos, el comportamiento de la estructura reforzada es complejo y requiere de modelos de análisis apropiados para estudiar el comportamiento de la estructura y dimensionar el refuerzo. Si bien, existen modelos y estudios de este tipo sobre regiones B (donde es aplicable la teoría de vigas), el caso de las regiones D, como es el caso de cimentaciones rígidas y encepados, no ha sido suficientemente estudiado, por lo que el proyecto de refuerzo se realiza con criterios conservadores.

En esta tesina se presenta parte de un estudio experimental sobre el comportamiento resistente de encepados de pilotes a escala con diferentes tipos de refuerzo por recrecido de hormigón: ancho, canto y ancho-canto.

Los elementos a ensayar se construyen por fases, esto teniendo en cuenta el historial previo de cargas en cada etapa. Una vez reforzados, se ensayan a rotura bajo carga monótona aplicada de acuerdo a diferentes hipótesis de interacción suelo-estructura. El objetivo es determinar la eficacia de los tres tipos de refuerzo planteados y a su vez comparar con la validez del método de Bielas y Tirantes realizado mediante el SATLAB programa creado en la UPC ; para así llegar a conclusiones que nos puedan ayudar a dar recomendaciones para las estructuras donde se vaya a reforzar una región D.

Abstract

The pile cap is a structural element designed to transmit the loads from the support structure to the pile system in deep foundations. Therefore their usual dimensions, as it is a region with singles loads (existence of point charges), usually must be treated as a region D -zone where are not valid classical theories of beams and plates.

It is increasingly common the need to expand or reinforce existing structures, or by extension, increased charges for change of use or repair previous damage. These cases involve changes to a built structure, which may have suffered a previous injury and are subjected to permanent loads that cannot be removed completely to run the repair. Moreover, it is also possible to run the extension with the structure in service, for example, in some bridges. In these cases , the behavior of the reinforced structure is complex and requires appropriate model to study the behavior analysis of the structure and dimensioning of the reinforcement . Although there are models and studies on B regions (where applicable beam theory), the case of the D region, as in the case of rigid foundations and pile caps, has not been sufficiently studied, so that the reinforcement project is done with conservative criteria.

This thesis presents a part of an experimental study on the resistant behavior of pile caps to scale with different types of reinforcement concrete screed: wide, depth - and wide -depth.

The test elements are constructed in phases, having in consideration this and the previous history of loads in each stage. Once reinforced, are tested to failure under monotonic loading applied according to different assumptions soil-structure interaction. The objective is to determine the effectiveness of three types of proposed reinforcement and compare the validity of the strut and tie method through SATlab program created at the UPC, in order to reach conclusions that can help us to make recommendations for structures where a D region needs reinforcement.

Índice

1. Introducción	1
1.1 Introducción	1
1.2 Objetivos.....	1
2. Estado del Arte.....	3
2.1 Introducción	3
2.2 Necesidad de refuerzo.....	4
2.3 Evaluación para el refuerzo de una estructura	4
2.4 Reparación y refuerzo de elementos de hormigón armado	5
2.4.1 Materiales de reparación y refuerzos	6
2.4.2 Tipos de refuerzos.....	6
2.5 Análisis y diseño de regiones D.....	10
2.5.1 El método de bielas y tirantes	12
2.5.2 Bases del método.....	13
2.5.3 Elementos del método.....	14
2.5.4 Capacidad resistente.....	16
2.5.5 Nudos.....	18
2.5.6 Marco normativo.....	19
2.6 Ejecuciones recientes de refuerzos	20
2.6.1 Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera	20
2.6.2 Rehabilitación y ampliación de de los dinteles del Viaducto de La Jarosa (Madrid)	23
2.6.3 Refuerzo por ampliación de un paso superior sobre AP-7	25
2.6.4 REFUERZO DEL ENCEPADO DE LA PILA 3 DEL PUENTE DE LAS PÍAS	26
2.7 Análisis crítico del estado de arte	28
3. Campaña Experimental	29

3.1	Introducción	29
3.2	Dimensionamiento de los elementos a ensayar	30
3.2.1	RECRECIDO EN CANTO (RC).....	31
3.2.2	RECRECIDO EN ANCHO (RA).....	32
3.2.3	RECRECIDO EN CANTO Y ANCHO (RAC)	34
3.3	Definición de campaña experimental.....	36
3.4	Características de las piezas a ensaya	36
3.5	Fases de carga y recrecido	39
3.6	Instrumentación	41
3.6.1	Galgas Extensometricas	45
3.6.2	Células de carga	47
3.6.3	Potenciómetros Resistivos	48
3.7	Sistema de Apoyo.....	49
3.7.1	Neoprenos.....	49
3.8	Adquisición de datos.....	50
3.9	Caracterización de los materiales.....	52
4.	Resultados Experimentales	53
4.1	Introducción	53
4.2	Fase de carga1	53
4.3	Fase de cargas 2.....	57
5.	Simulación numérica.....	67
6.	Análisis del ensayo mediante el “Método de Bielas y Tirantes” y recomendaciones de proyecto.....	71
7.	Conclusiones	77
8.	Bibliografía	81

Índice de Figuras

Figura 2.1 Esquema Sistema de Bielas y tirantes (Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales UPM, 2007)	3
Figura 2.2 Detalle Ampliación del tablero de un puente de Hormigón in-situ	4
Figura 2.3 Materiales de reparación y refuerzo basado en basado en (Casas Rius, 2012)	6
Figura 2.4 A) Zuncho de un pilar; B) Refuerzo de hormigón en viga que se puede incorporar armadura (Casas Rius, 2012)	7
Figura 2.5 Detalle de refuerzo de pilar mediante angulares en las esquinas y empresillados (De la Rosa Lamata, 2012)	8
Figura 2.6 Detalle de refuerzo de pilar mediante angulares (Casas Rius, 2012)	9
Figura 2.7 Recuperación y refuerzo de una viga dañada, Supresión de pilares mediante el uso de cables de postesado exterior en estructuras de hormigón armado. (Casas Rius, 2012).....	10
Figura 2.8 Reparación puente mediante pre-tensado exterior, postesado tablero con traviesas de desviación (Casas Rius, 2012).....	10
Figura 2.9 Regiones B y D existentes en un pórtico (Monografías M-6 ACHE, 2003)	11
Figura 2.10 Discontinuidades Geométricas (Monografías M-6 ACHE, 2003).....	11
Figura 2.11 Discontinuidades estáticas (Monografías M-6 ACHE, 2003).....	12
Figura 2.12 Discontinuidades generalizadas (Monografías M-6 ACHE, 2003).....	12
Figura 2.13 Esquema Sistema de Bielas y tirantes (De la Rosa Lamata, 2012)....	13
Figura 2.14 Diagramas σ - ε de un material rígido plástico(a) y del hormigón (b) (Monografías M-6 ACHE, 2003)	14
Figura 2.16 Biela en Abanico (Monografías M-6 ACHE, 2003)	15
Figura 2.17 Biela en botella (Monografías M-6 ACHE, 2003).....	16
Figura 2.18 Nudo multicomprimido (Monografías M-6 ACHE, 2003).....	18
Figura 2.19 Secciones transversales del Viaducto: A): Original ,B)Ampliación (Peset González, Alvarez Andrés, Sopena Corvinos, & Aparicio Garcia, 2012) ...	21
Figura 2.20 Solución y Ampliación mediante celosías metálicas (Peset González, Alvarez Andrés, Sopena Corvinos, & Aparicio Garcia, 2012).....	22
Figura 2.21 Solución II Ampliación mediante jabalcones metálicos y refuerzo del cajón existen. Principales Elementos (Peset González, Alvarez Andrés, Sopena Corvinos, & Aparicio Garcia, 2012)	23
Figura 2.22 Solución II Refuerzo del cajón existente, A) Vista inferior del tablero ampliado B) Vista general del estribo y dispositivos de transmisión de cargas (Peset González, Alvarez Andrés, Sopena Corvinos, & Aparicio Garcia, 2012) ...	23

Figura 2.23 Viaducto de la Jarosa, Daños en la armadura por corrosión (Sales fundentes) (Torroja Cavanillas, Simón-Talero Muñoz, Hernández Gayo, & Navarro Manso, 2011)	24
Figura 2.25 Alzado del paso superior ante de la remodelación. (Mari Bernat, Bairan Garcia, & Moreno, 2011)	25
Figura 2.26 Alzado del puente, se indica el desplazamiento de las pilas P2 y P4. (Mari Bernat, Bairan Garcia, & Moreno, 2011)	26
Figura 2.27 Refuerzo de vigas metálicas sobre paso sobre AP-7 (Mari Bernat, Bairan Garcia, & Moreno, 2011).....	26
<i>Figura 2.28 Planta del Encepado se muestra recinto tablestacado, pilotes iniciales, los sondeos de reconocimiento, los taladros que permitieron realizar el cosido y la inyección de hormigón, placas de reparto de cargas</i> (González Serrano & Castillo Linares, 1999)	27
Figura 2.29 Sección transversal de los dos dados del refuerzo, con parte de la armadura pasiva y con las placas del reparto del postesado (González Serrano & Castillo Linares, 1999).....	28
Figura 3.1 Modelización pilas de puentes, previamente y posteriormente a la ampliación del tablero (De la Rosa Lamata, 2012).....	29
Figura 3.2 Esquema Bielas y Tirantes Encepado de control.....	30
Figura 3.3 Esquema Bielas y Tirantes Encepado con Recrecido de Canto	31
Figura 3.5 Esquema Bielas y Tirantes Encepado con Recrecido de Ancho y canto	34
Figura 3.7 Encepados y esquema ByT a) Original b) Recrecido Ancho C) recrecido Canto d) Recrecido Ancho y canto (Menduiña Montero, Bairan Garcia, & Marí Bernat, 2014).....	37
<i>Figura 3.9 Encepado con Armado Tipo II</i>	38
Figura 3.10 Nomenclatura de los encepados del ensayo.....	39
Figura 3.11 Etapas por la que atraviesa el encepado en la fase de carga 1	40
Figura 3.12 Demostración de ensayo en fase de carga 2, derecha simulación de pilotes con 4 gatos en la parte inferior.....	41
Figura 3.13 Encepado AB1_1, donde se muestran las Galgas adheridas a la barra de acero,	42
Figura 3.14 Descripción fase de carga 1, se muestran la célula de carga y galgas embebidas.....	43
Figura 3.15 Descripción fase de Carga 2, se muestran pórtico, gatos y instrumentación	43
Figura 3.16 Posición de los gatos y temposonics.....	44
Figura 3.17 Potenciómetros en el encepado	44
Figura 3.18 Componentes galgas extensometrica (Montero Echeverría, 2011)....	45

Figura 3.19 Deformación barra (Montero Echeverría, 2011)	46
Figura 3.20 Célula de carga Tokio Sokki.....	47
Figura 3.21 Funcionamiento del potenciómetro	48
FFigura 3.22 Potenciómetro Novotechnik	48
FiFigura 3.23 Tempsonic MTS	49
Figura 3.24 Apoyo de neoprenos Cruzados (Ministerio de Obras Publicas ,Transporte y MedioAmbiente, 1995)	50
Figura 3.25 MGC Plus, Sistema de adquisición de datos	51
Figura 3.26 Regulador de voltaje	51
Figura 3.27 Fuente de voltaje, alimentación pontenciometros	51
Figura 3.28 Rotura de probeta a compresión, realizadas antes de los ensayos. ...	52
Figura 4.1 Esquema de ubicación Encepado AB (Izquierda), RC (Derecha), Galgas Encepado Galgas G_13- G_17, G_41 – G_42.	53
Figura 4.4 Captura SATlab pieza de referencia a una carga 1500 kN, izquierda tensión Arm., Derecha compresión Mpa.	60
Figura 4.5 Fisura encepado RC1_2	63
Figura 4.7 Captura SATlab RC a una carga de rotura, Tensión en las Armaduras	64
Figura 4.8 Rotura pilar encepado RC1_2.....	65
Figura 5.1 Tensión Armadura tirante principal, ancho de fisura y tensión principal de compresión del hormigón en el encepado de referencia AB (Meduiña Montero et al, 2014)	68
Figura 5.2 Tensión Armadura tirante principal, ancho de fisura y tensión principal de compresión del hormigón en el encepado de recrecido Canto RC (inferior)(Meduiña Montero et al, 2014).....	69
Figura 5.3 Tensión Armadura tirante principal, ancho de fisura y tensión principal de compresión del hormigón en el encepado de recrecido ancho RA (Meduiña Montero et al, 2014)	70
Figura 6.1 Esquema ByT propuesto para ene el encepado de referencia AB y RC.	71
Figura 6.2 Evolución del esquema de ByT, Encepado AB0_0	72
Figura 6.3 Evolución del esquema de ByT, encepado AB1_1.....	73
Figura 6.4 Evolución del esquema de ByT, encepado AB1_2.....	73
Figura 6.6 Esquema de bielas y tirante mejorado	75

Índice de Graficas

Grafica 4.2 Comparación de graficas Encepa RC Fase Carga1, arriba galgas G_14-G_16, abajo G_41- G_46, RC0_1 no posee Arm. Secundaria.....	55
Grafica 4.3 Comparación de graficas Encepa RAC Fase Carga 1, galgas G_14-G_16 y G_41- G_4, RAC0, RAC0_1 No posee Arm. Secundaria	56
Grafica 4.5 Flecha Encepado AB0_0, flecha de 1.6mm aprox.	58
Grafica 4.6 Carga vs Tiempo Encepado AB1_1, leyenda fotos (A-E)	58
Grafica 4.8 Comparación de graficas Encepados AB Fase Carga 2(rotura), galgas G_14-G_16 y G_41- G_4, AB0_0 No posee Amr, Secundaria.....	61
Grafica 4.12 Captura SATlab RC, comparación el ensayo vs experimento, línea continua Satlab, línea Discontinua experimento.....	65

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Etapas de carga pilotes interiores y exteriores	33
Tabla 3.2 Etapas de carga pilotes interiores y exteriores	34
Tabla 3.3 Etapas de carga pilotes interiores y exteriores	35
Tabla 3.4 Tracciones en el tirante pilotes interior y exterior	36

1. Introducción

1.1 Introducción

En la actual red viaria española existen numerosas estructuras que bien deben repararse por estar sometidas a procesos de deterioro o bien deben ser remodeladas para adaptarlas a nuevas situaciones de cargas (ampliación de tableros, modificaciones de luces) .

Las mayoría de las autovías se componen de una series de pasos y puentes que normalmente poseen regiones rígidas como es el caso del encepado (región D), la cuales no se han estudiados y existe poca bibliografía sobre esta. La mayor parte de las investigaciones realizadas de echas se refieren a estructura con regiones “B” .

1.2 Objetivos

- Recopilar información del estado del arte de regiones “D” y estudiar métodos de bielas y tirantes

- Llevar a cabo una campaña experimental para el estudio de encepados con recrecido, donde se llegue a la roturas de estos.

- Analizar los resultados obtenidos de la campaña experimental y compararlos con la simulación numérica.

- Hacer una explicación del ensayo mediante el método de bielas y tirantes de los distintos encepados planteados

- Obtener recomendaciones para la realización de análisis y trabajos futuros de ampliaciones, reparaciones o construcciones evolutivas donde existan de este tipo de regiones D.

2. Estado del Arte

2.1 Introducción

Un encepado es un elemento estructural que forma parte de cimentaciones profundas. Este permite recoger las cargas de los pilares de una estructura para transmitirlos a un grupo de pilotes (Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales UPM, 2007).

Tienen formas variadas aunque la más común es la de un paralelepípedo como se puede ver en la Figura 2.1. En general, la forma de un encepado depende del número y disposición de los pilotes que recoge. El material más utilizado para la construcción de encepados normalmente es el hormigón armado. Cuando se procede a la hincada del pilote y éste ha llegado al rechazo, se procede al descabezado del pilote para posteriormente realizar el encepado.

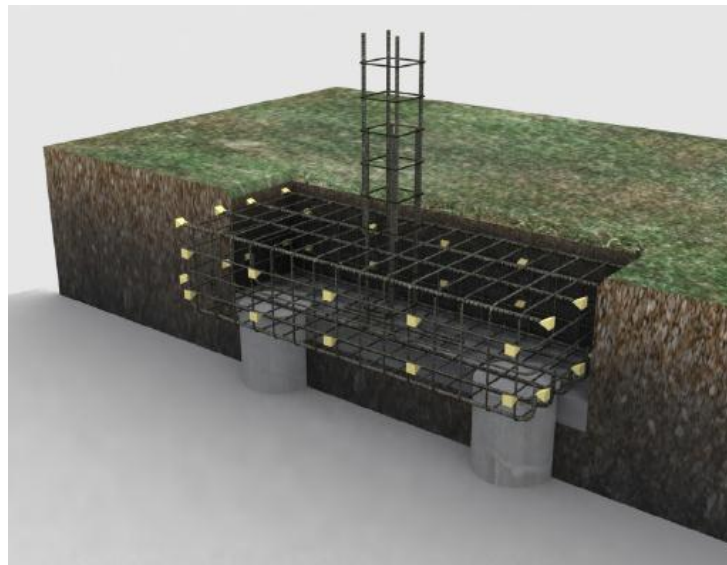


Figura 2.1 Esquema Sistema de Bielas y tirantes (Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales UPM, 2007)

2.2 Necesidad de refuerzo

Las estructuras en muchas ocasiones deben ser ampliadas o reforzadas por algunas razones como cambios de uso, ampliaciones para aumentar su capacidad, reparaciones y construcciones evolutivas.

En todos estos casos la estructura se ve sometida a una historia de cargas o daño (fisuración). Antes de elegir el material de refuerzo o ampliación, debe tenerse en cuenta el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales y en particular, las zonas locales o regiones D, ya que el comportamiento de estas tras su intervención, es de gran importancia para la estabilidad estructural.

Durante la evaluación del comportamiento resistente y en servicio de las estructuras con daño previo, se requiere de un análisis de fases, ya que posiblemente durante la intervención de la estructura está se verá afectada por cargas de servicio o sobrecargas. A modo de ejemplo se muestra en la Figura 2.2 un el ensanche de un puente.

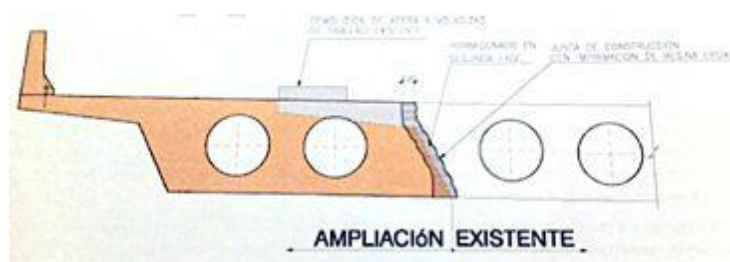


Figura 2.2 Detalle Ampliación del tablero de un puente de Hormigón in-situ

2.3 Evaluación para el refuerzo de una estructura

La tarea de la evaluación de una estructura según (Casas Rius, 2012) es saber si la estructura cumple con los fines de diseño (ELS, ELU), así como determinar el nivel inferior, superior de funcionamiento, y tiempo residual de funcionamiento.

Existen muchos métodos estadísticos para la evaluación de estructuras los cuales nos proporcionan un factor de seguridad. Si durante la evaluación (inspección y cálculo de factores de seguridad) se llega a concluir que la estructura no proporciona seguridad para soportar las cargas y eventos a los cuales va a ser sometida, se procederá a buscar una solución que si la proporcione.

2.4 Reparación y refuerzo de elementos de hormigón armado

Cada estructura tiene su propia vida útil y es diseñada de acuerdo a ciertas normativas como es el caso de estructuras de hormigón armado, que es un material duradero y puede ser considerado libre de mantenimiento. Sin embargo, en ocasiones se puede necesitar de un refuerzo o reacondicionamiento, ya sea por cambios de uso o a causa de un fenómeno de la naturaleza.

Este refuerzo se puede materializar mediante recrecido de hormigón, inclusión de armaduras, estructura metálica, chapas metálicas pegadas y pretensado. Los mismos pueden cambiar el esquema estático previo de bielas y tirantes, no obstante, el comportamiento de regiones D ante estas situaciones, no ha sido suficientemente estudiado.

Para el caso concreto de esta tesina se estudia un encepado de pilotes (dado de zapata) que es considerado como una región D debido a la distribución de tensiones sobre este. En regiones críticas como las regiones D, la respuesta local de la región debe satisfacer las solicitudes y garantizar la seguridad. Por tal razón, cuando se aplica los nuevos conceptos de reacondicionamiento, se recomienda que los resultados del análisis se obtengan por medio de experimentos a gran escala (Valluvan, 2007)

Cabe destacar que según (Valluvan, 2007) la estrategia de modernización siempre debe abordar el rendimiento global de la estructura. Esto se debe a que la eliminación de las deficiencias de un miembro, pueda aumentar su capacidad y, posteriormente, aumenta la demanda de los otros miembros, lo que los hace muy vulnerables al daño sísmico.

Las causas por la cual se tiene que reforzar una estructura (Alberca Rosa, 2012) puede darse por una serie de razones, las cuales se resumen a continuación en 5 puntos:

- Errores en el proyecto o en el proceso constructivo, ya sean en la concepción de la propia geometría o en la elaboración y curado de determinados elementos.
- Utilización de materiales inadecuados o deterioro y degradación de los mismos.
- Variación con el tiempo de las condiciones de sobrecargas.

- Existencia de acciones naturales de tipo físico, químico o mecánico, como pueden ser las heladas, la carbonatación, la presencia de un ambiente agresivo por cloruros, la degradación del propio material estructural, entre otras
- Existencia de acciones accidentales como impacto de vehículos con los elementos estructurales, explosiones, terremotos, o avalanchas.

Para conseguir que una reparación sea efectiva, es imprescindible tener un diagnóstico acertado y completo. Para lograr lo anterior, se debe conocer las deficiencias de la estructura (apreciables o no a simple vista) y, además, ser capaz de responder a las preguntas de cómo, cuándo y por qué se produjeron, teniendo así una pequeña historia del comportamiento de la estructura hasta la fecha.

2.4.1 Materiales de reparación y refuerzos

Cada vez existen más materiales para reparar y reforzar estructuras, pero debido a su economía y la gran cantidad de trabajadores preparados se utiliza el hormigón. Otros materiales utilizados son el acero, fibras de carbonos, aramida y otras resinas. Según (Casas Rius, 2012) existen una gama amplia para la reparación y reforzamiento de estructuras. En la *Figura 2.3* se muestran estos materiales en base su composición química.

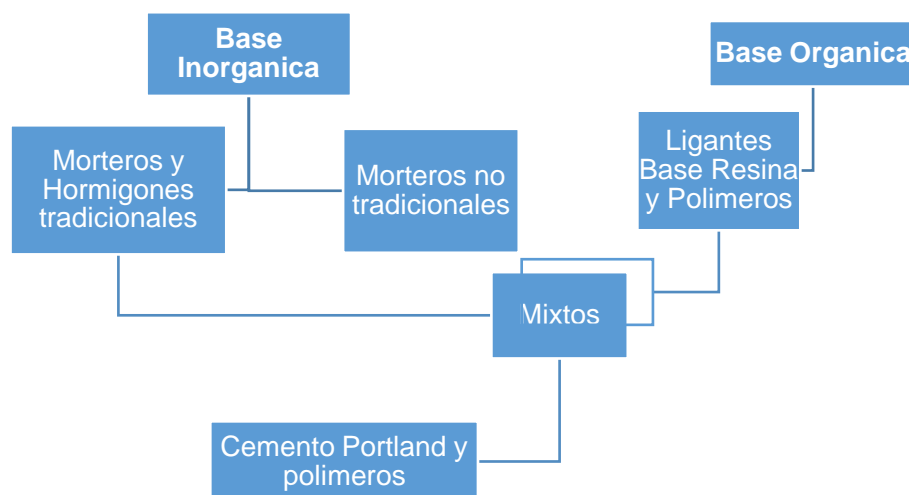


Figura 2.3 Materiales de reparación y refuerzo basado en (Casas Rius, 2012)

2.4.2 Tipos de refuerzos

- **Refuerzos mediante recrecido de Hormigón**

Los refuerzos mediante el uso de morteros u hormigones son normalmente la opción más viable debido a su bajo coste respecto a los otros sistemas de refuerzos. Básicamente, el procedimiento es seleccionar un elemento estructural (viga, columna,

forjado, etc) y recrecerlo envolviéndolo con una sección adicional de hormigón convenientemente armado, a esto se le llama zunchados o encamisados como se muestra en la Figura 2.4.

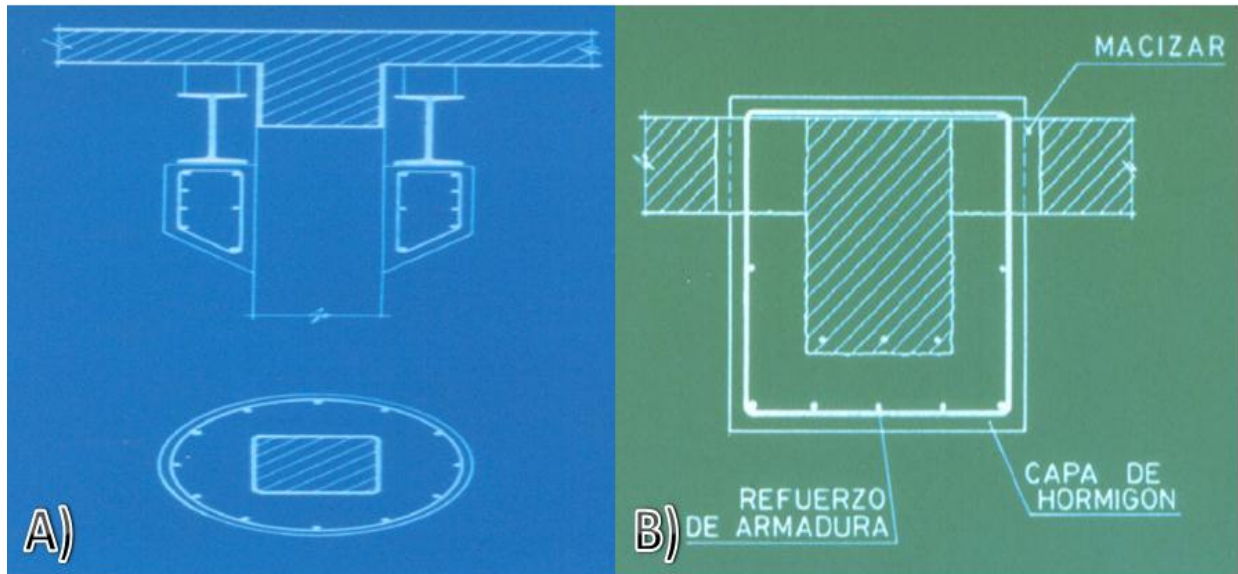


Figura 2.4 A) Zuncho de un pilar; B) Refuerzo de hormigón en viga que se puede incorporar armadura (Casas Rius, 2012)

Este sistema presenta la ventaja de tener una gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo, así como una amplia superficie de contacto entre ambos, que posibilita la transferencia de esfuerzos.

El resultado final según (Sabinova Kenalieva, 2011) es un elemento monolítico, capaz de incrementar notablemente la resistencia y rigidez del elemento original. Una gran ventaja de los refuerzos mediante recrecido con hormigón armado, es que estos presentan un buen comportamiento frente al fuego, algo que no sucede en la mayoría de los otros sistemas de refuerzo. Esto se debe a que el hormigón tiene una baja conductividad térmica y hace que los daños producidos por las exposiciones al fuego o por temperaturas extremas, se limiten a las zonas superficiales del hormigón.

Es bueno destacar que uno de los inconvenientes fundamentales de esta técnica, es la necesidad de aumentar de manera considerable las dimensiones originales del elemento, lo cual conlleva dificultad en el proceso constructivo y como consecuencia, un coste elevado. En términos estructurales hay que indicar que el incremento de rigidez que este sistema exige puede alterar la distribución de esfuerzos en la estructura.

El correcto funcionamiento del refuerzo mediante recrecido con hormigón armado pasa por aprovechar los mecanismos de transferencia de cargas entre la pieza pre-existente y el refuerzo.

- **Refuerzo mediante encamisado metálico**

El refuerzo mediante encamisado metálico es muy habitual, y consta básicamente del uso de chapas metálicas o perfiles. Las chapas metálicas se adhieren a la estructura existente y los perfiles metálicos son unidos a los nudos de la estructura, convirtiendo la sección en un elemento mixto. En la Figura 2.5 se muestra un ejemplo de un refuerzo con estructura metálica (De la Rosa Lamata, 2012).

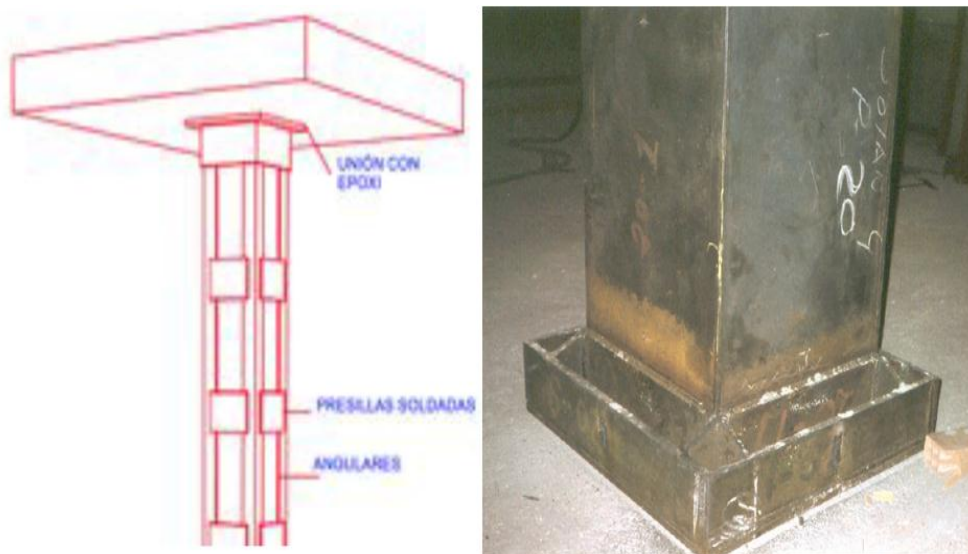


Figura 2.5 Detalle de refuerzo de pilar mediante angulares en las esquinas y empresillados (De la Rosa Lamata, 2012)

Al igual que el recrecido mediante hormigón armado, se trata de un sistema de refuerzo muy eficaz en términos estructurales que permite incrementar considerablemente la rigidez y resistencia del elemento original.

El refuerzo mediante perfiles metálicos presenta menos dificultades que el recrecido con hormigón. Por ello, los costes de los refuerzos mediante perfiles son generalmente inferiores a los realizados mediante recrecido con hormigón armado.

Como inconveniente de este sistema de refuerzo se puede nombrar la diferencia existente entre el comportamiento del material original y el de refuerzo, que puede generar problemas de compatibilidad de deformación. Además, la transferencia

de cargas al refuerzo está necesariamente más concentrada y puede crear problemas que reducen la eficacia del sistema.

- **Refuerzo mediante materiales compuestos**

En los últimos años, los materiales compuestos a base de polímeros reforzados con fibras (generalmente fibras de carbono), se han introducido como alternativa al método de refuerzo mediante armado exterior y sustituyendo las bandas de acero.

Los materiales compuestos están formados por fibras que aportan rigidez. resistencia, así como una matriz flexible y poco resistente que envuelve y protege las fibras, al tiempo que transmite los esfuerzos entre unas fibras y otras a su superficie. (Casas Rius, 2012) Las fibras empleadas pueden ser de carbono, vidrio, cerámica, metal, poliéster, etc.

En el ámbito de la construcción, los materiales compuestos más utilizados son las fibras de carbono con matrices orgánicas (generalmente resinas epoxi). En la Figura 2.6 se muestra la aplicación de fibras de carbono en columnas .

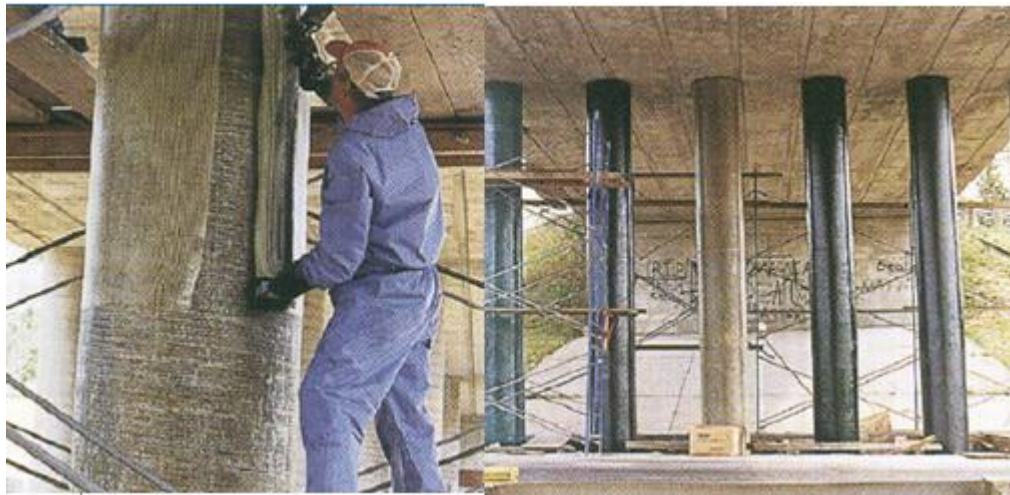


Figura 2.6 Detalle de refuerzo de pilar mediante angulares (Casas Rius, 2012)

- **Refuerzo mediante post-tensado exterior**

Al momento del hablar del post-tensado se debe acreditar al creador de este sistema, Eugene Freyssinet. Según Freyssinet pretensar una construcción es someterla a fuerzas cuya composición con las cargas resultantes proporcionen

resultados de tensiones inferiores a la soportadas por el material. (Fernandez Ordoñez)

Esta técnica tiene grandes ventajas, ya que ayuda a eliminar las deformaciones obtenidas por la estructura, sin necesidad de descargarla. Los problemas tecnológicos que se pueden tener y que es necesario prestarle atención son los puntos de anclajes, las traviesas de desviación y la durabilidad de los tendones de acero (Casas Rius, 2012). En las Figura 2.7, 2.8 se muestra el uso de este sistema.

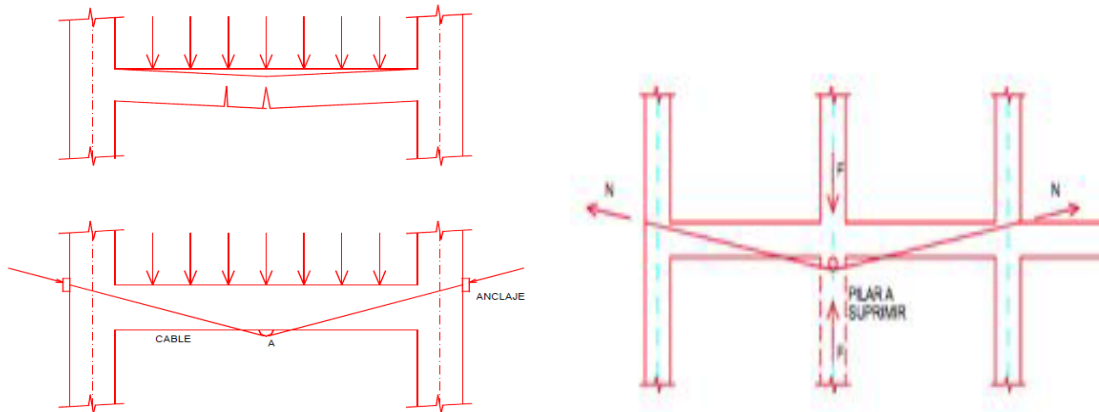


Figura 2.7 Recuperación y refuerzo de una viga dañada, Supresión de pilares mediante el uso de cables de postesado exterior en estructuras de hormigón armado. (Casas Rius, 2012)

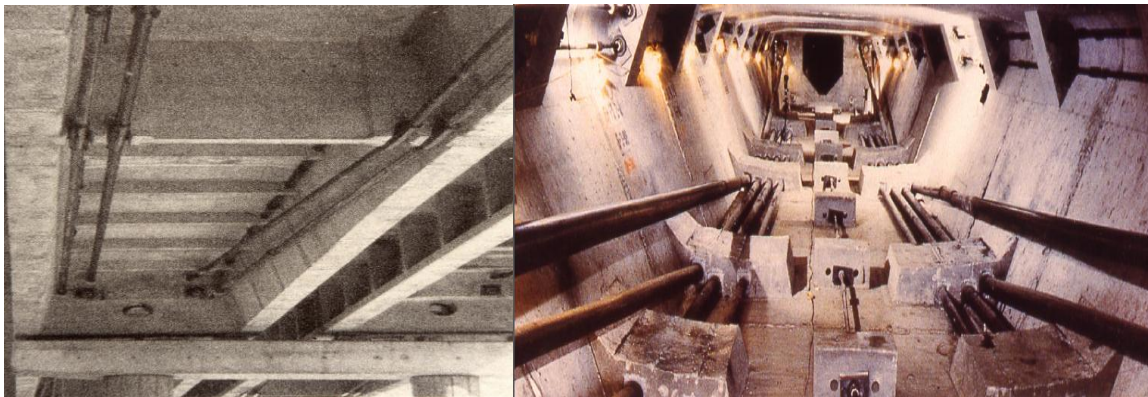


Figura 2.8 Reparación puente mediante pre-tensado exterior, postesado tablero con traviesas de desviación (Casas Rius, 2012)

2.5 Análisis y diseño de regiones D

Se define como una región B, aquellas zonas en las cuales se puede aplicar la teoría de Navier-Bernoulli. Esta dice que las secciones planas normales a la directriz se mantienen planas al deformarse.

Por el contrario, se define como región D (regiones de discontinuidad) aquellas partes de la estructura en las que no es válida la aplicación de la hipótesis de Navier.-Bernoulli. En la Figura 2.9 se esquematiza las zonas B y D que pueden existir en un pórtico y como se observa, las regiones D se relacionan con la existencia de fuerzas concentradas (cargas o apoyos) o con variaciones bruscas en la geometría de la estructuras.

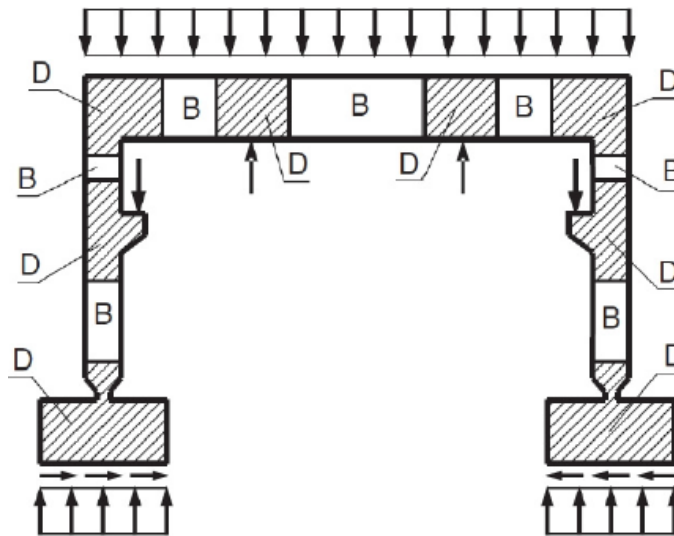


Figura 2.9 Regiones B y D existentes en un pórtico (Monografías M-6 ACHE, 2003)

Se pueden encontrar 3 tipos de regiones de discontinuidad (o regiones D), las cuales se pasan a analizar a continuación:

a) Discontinuidades geométricas

Son zonas donde la estructura sufre un cambio de sección brusca y normalmente se trata de aquellos casos en los que la geometría de la pieza se aleja del elemento viga como se muestra en la Figura 2.10. Algunos ejemplos son los nudos de pórticos, pasajes de tuberías por el alma de vigas y esquinas de pórticos.

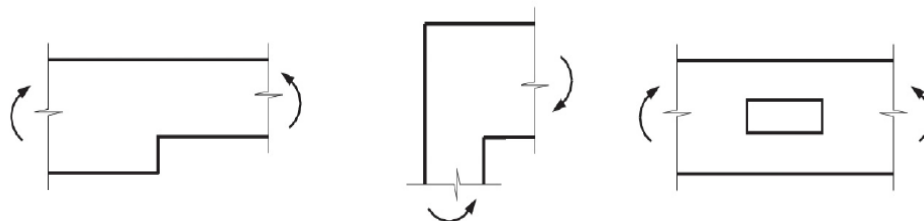


Figura 2.10 Discontinuidades Geométricas (Monografías M-6 ACHE, 2003)

b) Discontinuidades estáticas

Las discontinuidades estáticas (discontinuidades mecánicas) son aquellas zonas en las que se aplica una carga puntual o concentrada. En esta el flujo de tensiones producido por la carga (puntual o concentrada) genera una distribución de tensiones y de deformación compleja como se muestra en la Figura 2.11. Como es el caso del extremo de una viga en la cual se ancla un tendón de pretensado

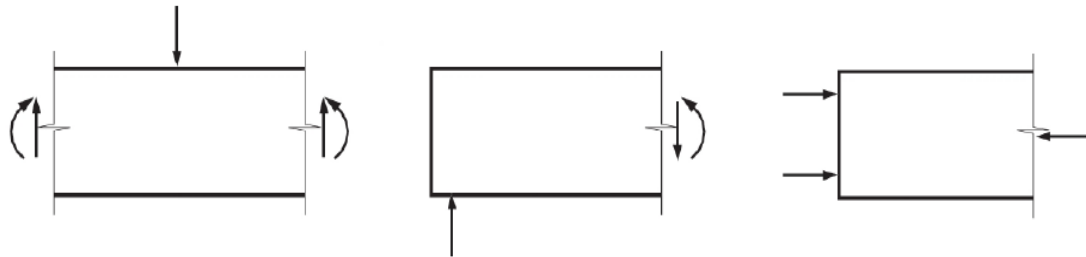


Figura 2.11 Discontinuidades estáticas (Monografías M-6 ACHE, 2003)

c) Discontinuidades generalizadas

A diferencia de las otras discontinuidades, que solo se aplica una parte de la estructura, en esta se aplica a un elemento completo. Esto se debe a que confluyen discontinuidades geométricas y estáticas. Este fenómeno se puede apreciar en la Figura 2.12. Donde se representa una viga de gran canto.



Figura 2.12 Discontinuidades generalizadas (Monografías M-6 ACHE, 2003)

2.5.1 El método de bielas y tirantes

El método de bielas y tirantes (Monografías M-6 ACHE, 2003), es un procedimiento simplificado de análisis estructural que permite el diseño de elementos de hormigón, en aquellas zonas en las cuales la distribución de deformaciones no es lineal, a estas zonas se le denomina como regiones “D” o de discontinuidad. El método incluye una parte de análisis y otra de dimensionamiento.

Tiene su fundamento en la teoría de la plasticidad, esta teoría asume que el material tiene un comportamiento rígido plástico, es decir, que no se deforma hasta

que llega a una tensión límite (tensión de fluencia), a partir de la cual se deforma sin incremento de tensión.

Es importante saber que el método solo es posible para el ELU (estado límite último) de tensiones tangenciales (cortante, rasante y torsión), así como también el método no da una explicación exacta al problema estructural, sino, que se limita a aportar una solución válida y aproximada, para dar a la estructura la capacidad necesaria para soportar el estado de cargas en el que se encuentra.

El análisis idealiza un sistema (plano o espacial) de barras biarticuladas, las cuales pueden ser bielas (barras sometidas a compresión) y tirantes (barras sometidas a tracciones), estas tratan de describir el comportamiento ideal de la estructura bajo las cargas externas. Como se muestra en la Figura 2.13

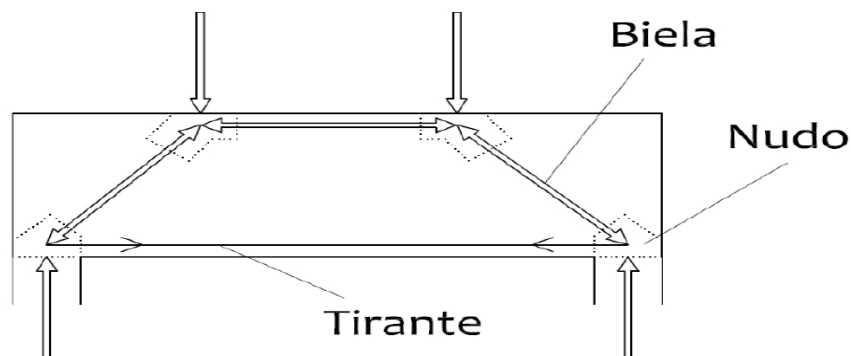


Figura 2.13 *esquema Sistema de Bielas y tirantes (De la Rosa Lamata, 2012)*

2.5.2 Bases del método

Como ya se ha mencionado, el método se basa en la teoría del mínimo plasticidad y en el principio de Saint-Venant.

- Teoría del mínimo de Plasticidad:

Esta teoría supone, a nivel general, que el material tiene un comportamiento rígido hasta llegar a la tensión de fluencia, y a partir de esta se comporta de manera plástica, deformándose indefinidamente sin aumentar la tensión.

Si se hace una comparación de los diagramas de tensión deformación de un material rígido plástico y el del hormigón, se observa que el hormigón no se comporta como un rígido- plástico, lo que obliga a realizar modificaciones en las consideraciones de esta teoría de manera que se adapten a la realidad.

En la Figura 2.14 se puede apreciar que el hormigón tiene una capacidad de deformación residual después de alcanzar su resistencia máxima. Las aplicaciones de la teoría de la plasticidad al análisis del hormigón corrigen esta falta de concordancia utilizando como tensión de fluencia en el diagrama rígido-plástico (una tensión menor que la de rotura). Con esto se consigue una buena correlación entre los resultados numéricos y la experimentación.

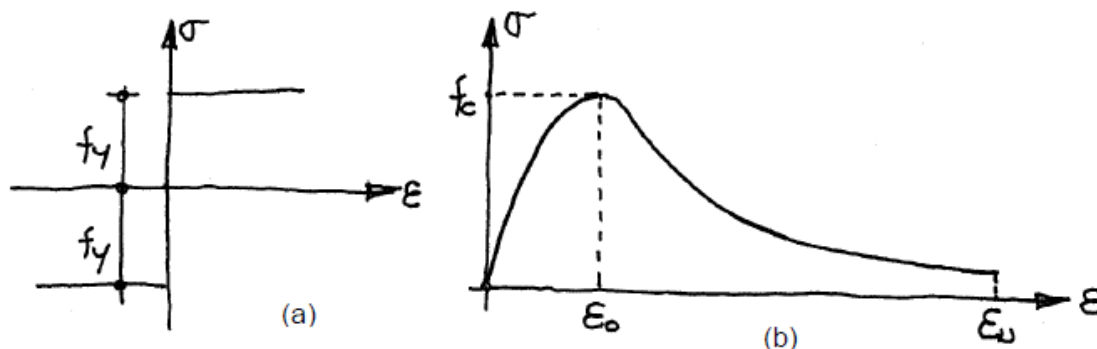


Figura 2.14 Diagramas σ - ϵ de un material rígido plástico(a) y del hormigón (b) (Monografías M-6 ACHE, 2003)

-Principio de Saint Venant:

Según este principio, la diferencia entre los efectos de dos sistemas de cargas estáticamente equivalentes se hace arbitrariamente pequeña a distancias suficientemente grandes de los puntos de aplicación de dichas cargas. Esto quiere decir, que al aplicar una carga puntual en la estructura se obtienen resultados iguales en cualquier sección de la misma a partir de una determinada distancia del punto de aplicación, ya que las tensiones producidas llegan a uniformizarse en una distancia que generalmente corresponde al canto del elemento. Esto implicará que las regiones D son definidas como finitas y de pequeña extensión.

2.5.3 Elementos del método

Como se describió anteriormente, el modelo de bielas y tirantes está compuesto por una serie de barras biarticuladas en sus extremos. Las barras que trabajan a compresión se denominan bielas, aquellas que trabajan a tracción son tirantes y las uniones serán los nudos, los cuales se definen detalladamente a continuación.

- **Bielas:**

Son los elementos resistentes sometidos a compresión. Por lo general, y debido a las características resistentes de los materiales, se suelen materializar en hormigón, Sin embargo, también hay bielas que pueden contar con armaduras comprimidas para

poder aumentar su resistencia. Las bielas pueden ser de 3 tipos prismáticas, en abanicos y en botellas como se detallan:

Biela prismática:

Estas se producen en aquellos casos en que existe una limitación física o mecánica a la disposición de las compresiones, como podría ser el caso del cordón comprimido de una viga sometida a flexión. Ejemplo viga sometida a compresión como se muestra Figura 2.15.

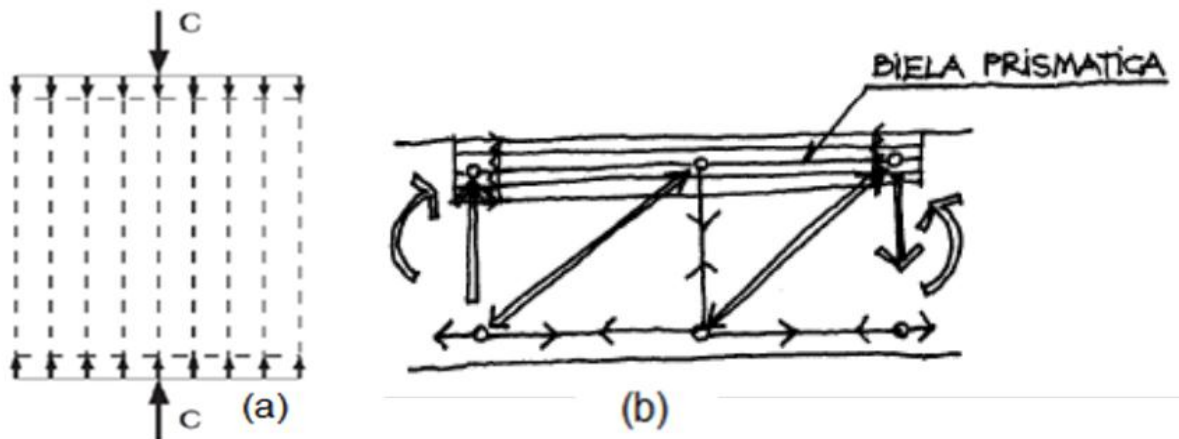


Figura 2.15 Biela Prismática (a) y Viga sometida a compresión (b) (Monografías M-6 ACHE, 2003)

Biela abanicos:

Las bielas en abanico se producen cuando existe la posibilidad de dispersión de los campos de compresiones. Ejemplo: Apoyo extremo de un viga. Ver Figura 2.16

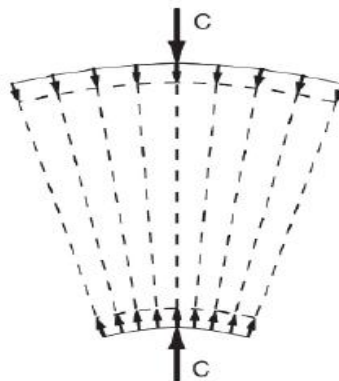


Figura 2.16 Biela en Abanico (Monografías M-6 ACHE, 2003)

Biela botella:

Las bielas en botella se producen cuando existe la posibilidad de dispersión bidimensional de las compresiones. Como es el caso de cargas sobre macizos representada en la Figura 2.17.

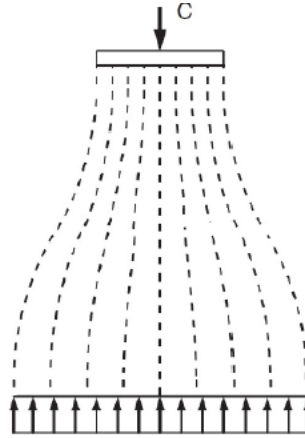


Figura 2.17 Biela en botella (Monografías M-6 ACHE, 2003)

• Tirantes

Son los elementos resistentes sometidos a tracción, y por lo general, se materializan como barras corrugadas de acero o cables de acero embebidos en el hormigón, debido a la capacidad de estas para resistir tracción dentro del cuerpo de una estructura.

Es importante destacar que debido al comportamiento del acero (tensión-deformación lineal) se trata de un trabajo de deformación axial, la cual no depende del material que lo rodea. Por tanto, es mucho más fácil acertar el valor de la capacidad del tirante en comparación con el de la biela.

2.5.4 Capacidad resistente

Biela:

La capacidad resistente de una biela vendrá determinada directamente por el área de hormigón colaborante y la resistencia hormigón que se adopte para el mismo,

$$\sigma_d = A_c \times f_{1cd}$$

A_c = Área de hormigón

f_{1cd} = resistencia Hormigón

El valor a adoptar para la tensión de trabajo del hormigón que constituye una biela, depende de dos factores fundamentales: la resistencia a compresión del hormigón y el estado tensional transversal a la biela.

El valor de la compresión que define la capacidad de un hormigón, es el obtenido en ensayo monoaxial de una probeta. Es evidente que este valor es el resultado de un ensayo ideal y representa un límite superior de la capacidad del hormigón de una biela por sí solo. Por ende el análisis se efectúa en E.L.U. de agotamiento y el valor máximo de referencia para la resistencia del hormigón vendrá definido por:

$$f_{1cd} = 0.85 f_{cd}$$

En el marco normativo explicaremos más detalladamente las diferentes variaciones para el f_{1cd} .

Tirante:

Para el cálculo de la capacidad de los tirantes se considera como el producto del área de acero dispuesta en la dirección del tirante por la capacidad resistente que se adopte para el acero. Estas se pueden materializar con armaduras pasivas, armaduras activas o la combinación de las anteriores.

En armaduras pasivas, al tratarse de un análisis plástico en E.L.U., la forma de cumplir con el E.L.S. de fisuración y limitar la abertura de fisura consiste en reducir la tensión de trabajo del acero. Para el cálculo de los esfuerzos se limita la tensión del acero en tirantes a $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$.

Por tanto, la capacidad del tirante será:

A) Armadura pasiva

$$\sigma_d = A_s \times f_{yd} \leq 400 A_s \quad \text{donde:}$$

A_s = Área de Armadura pasiva

f_{yd} = Resistencia del Acero para Arm. Pasiva

En las armaduras activas, y debido a que la comprobación se hace en E.L.U., la tensión de trabajo del acero corresponderá a su tensión de cálculo, es decir a f_{pd} , Por tanto la capacidad del tirante será:

B) Armaduras activas:

$$\sigma_p = A_p \times f_{pd} \quad \text{donde:}$$

A_p = Área de Armadura pasiva.

f_{yd} = Resistencia del Acero para Arm. Activa.

Y finalmente para el caso que se quiera calcular la contribución tanto de la armadura pasiva, como de la activa, la capacidad del tirante se obtendrá de la siguiente manera.

$$\sigma_{pd} = A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd} \quad \text{donde:}$$

A_p = Área de Armadura pasiva.

f_{yd} = Resistencia del Acero para Arm. activa.

A_s = Área de Armadura pasiva

f_{yd} = Resistencia del Acero para Arm. Pasiva

2.5.5 Nudos

Son los puntos donde los campos de compresiones y tracciones confluyen, es decir, cuando se intersepan una biela o tirante con otras bielas o tirantes. Existen 2 tipos de nudos: A) Nudos multicomprimidos los cuales confluyen varias bielas en el mismo punto, como se ve en la Figura 2.18. B) Nudos donde se anclan tirantes.

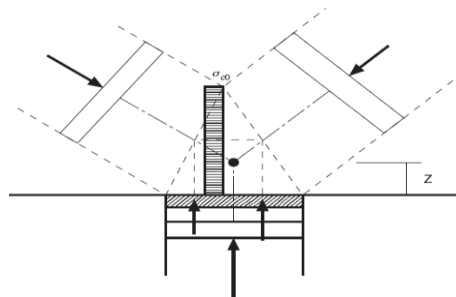


Figura 2.18 Nudo multicomprimido (Monografías M-6 ACHE, 2003)

- A) En los nudos multicomprimidos, la compresión máxima del hormigón con compresión biaxial:

$$f_{2cd} = f_{cd}$$

En los casos de compresión triaxial:

$$f_{2cd} = 3.3 f_{cd}$$

- B) Nudos a donde se anclan tirantes, la compresión máxima del hormigón, se verá limitada a:

$$f_{2cd} = 0.70 f_{cd}$$

En este último caso, se deberá comprobar la longitud de anclaje de la armadura del tirante l_b .

2.5.6 Marco normativo

En este aspecto, basado en la (EHE-08, 2008) artículo 40º que recoge varios valores discretos para la resistencia del hormigón de las bielas. Anteriormente, se definieron cuatro tipos de bielas, ahora se determinará la capacidad del hormigón para cada tipo:

A) Bielas de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial

La capacidad resistente del hormigón en este caso alcanza el valor de referencia del ensayo, por tanto,

$$f_{1cd} = f_{cd}$$

B) Bielas de hormigón con fisuración oblicua o paralela a la biela

Se trata de las bielas en las que el campo de compresiones puede presentar fisuración oblicua o paralela a la dirección de la biela (dirección de las compresiones).

La capacidad del hormigón disminuye considerablemente, debido al estado tensional y de fisuración bajo el cual se encuentra este. Como forma de simplificar el problema, la citada Instrucción proporciona tres valores puntuales como límite inferior a un amplio abanico de situaciones que se agrupan a su vez en tres tipos:

B-1) Bielas con fisuras paralela a su eje y armadura transversal suficientemente anclada.

$$f_{1cd} = 0.70 f_{cd}$$

B-2) Bielas con fisuras de abertura controlada por armadura transversal suficientemente anclada. (caso almas de las vigas sometidas a cortante)

$$f_{1cd} = 0.60 f_{cd}$$

B-3) Bielas comprimida transfieren a través de fisuras de gran abertura paralela. (caso de las alas traccionadas en secciones T)

$$f_{1cd} = 0.40 f_{cd}$$

C) Bielas de hormigón con armaduras comprimidas

Las armaduras también pueden aportar a la resistencia en las bielas. Esto sucede cuando las armaduras se sitúan en el interior del campo de compresiones y en dirección paralela a estas, además de que deberá existir suficiente armadura para evitar el efecto de pandeo.

La tensión máxima del acero comprimido podrá considerarse como:

$$\sigma_{sd,c} = f_{yd}$$

Cuando no se establezca condiciones de compatibilidad la tensión será limitada por $\sigma_{sd,c} = 400 \text{ N/mm}^2$, esto es suponiendo que la rotura del hormigón comprimido puede producirse a una deformación de un 2%.

El incremento de capacidad resistente de la biela vendrá definido:

$$\sigma_d + A_{sc} \times f_{yd}$$

Dónde: A_{sc} es el área de acero comprimido, $\sigma_{sd,c}$ es el valor que se adopta para la tensión de compresión admisible en el acero y σ_d es la capacidad resistente de un biela.

D) Bielas de hormigón confinado

La capacidad resisten de las bielas puede aumentarse si el hormigón se confina apropiadamente. El confinamiento de una biela de hormigón se logra por medio del atado de las barras de acero que delimitan geométricamente la biela, a través de unos cercos transversales perfectamente anclados. De esta forma la capacidad resistente del hormigón de la biela aumentará linealmente con la solidez del confinamiento, valor que se medirá en función de la relación entre la capacidad mecánica de la armadura transversal que lo forma y la capacidad mecánica del hormigón confinado, y de la separación de los cercos en función de la dimensión de la biela.

2.6 Ejecuciones recientes de refuerzos

2.6.1 Ampliación del Viaducto de San Pedro de la Ribera

El viaducto de San Pedro de la Ribera fue construido en 1994 en Asturias, para permitir el paso de vehículos sobre el río Esqueiro. Consta de tableros de hormigón pretensado con un ancho total de 12 metros, donde albergaba 2 dos carriles para

vehículos y tiene una longitud total de 750 metros con 6 vanos (2 vanos de 75 m y 4 vanos de 150 m de luz) como podemos ver en la Figura 2.19. El cajón de hormigón pretensado constaba con una sección transversal mono-celular con canto variable de entre 7.5 m sobre las pilas y 3 m en los centros de vanos, el espesor de la paredes internas era de 0.48m (Torroja Cavanillas, Simón-Talero Muñoz, Hernández Gayo, & Navarro Manso, 2011).

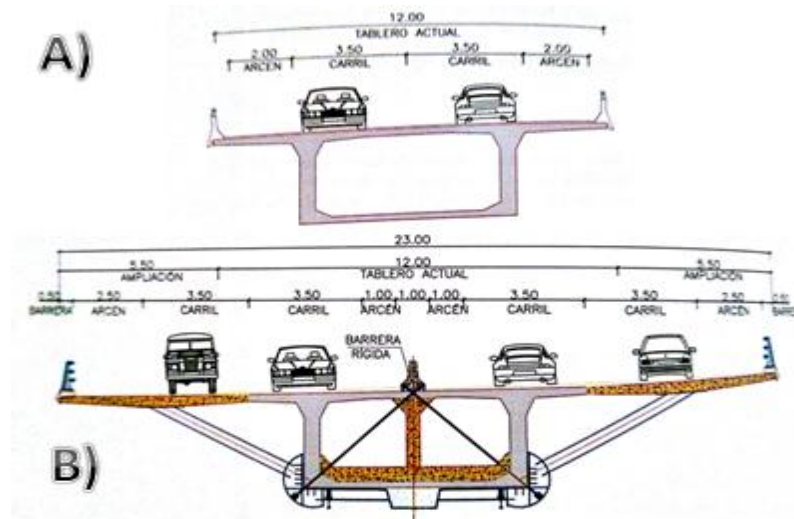


Figura 2.19 Secciones transversales del Viaducto: A) Original ,B)Ampliación (Peset González, Alvarez Andrés, Sopeña Corvinos, & Aparicio Garcia, 2012)

La Ampliación del viaducto consistía en aumentar el tablero del puente de 12 m a 23 m, para ampliar el número de carriles de 2 carriles a 4 carriles. Este viaducto no estaba preparado para ser ampliado, por lo que se hizo necesario reforzar el tablero para resistir las nuevas carga. Así, se construyeron una nueva alma central y un núcleo mixto de hormigón y acero, conectado al cajón existente. Además, se dispuso un sistema de pretensado exterior dentro del cajón.

Para la realización de la ampliación, se partía con unos condicionantes técnicos y de vulnerabilidad, que restringían las posibles soluciones de ampliación. Como condicionantes generales de viabilidad, se imponía que la solución debía permitir el tráfico de vehículos durante la ejecución de la ampliación. Otros criterios adicionales al diseño eran los siguientes:

- Una vez ampliado el puente este debería soportar la totalidad de las cargas muertas y de servicio, según los criterios de seguridad aplicados a los nuevos puentes

y en concordancia con las normas vigentes del momento en el cual se ejecutara dicha ampliación.

- Para las Pilas, se descartaba cualquier solución que requiera de recrecidos laterales de dichas pilas.

- Por razones estéticas, cualquier elemento estructural adosado al tablero debería seguir la forma del cajón existente.

- Se debía procurar incrementar el peralte del tablero actual del viaducto (3.5%) hasta un mínimo del 4.5%.

Teniendo en cuenta las condiciones anteriores se hizo un estudio para dar las posibles soluciones, planteando y valorando distintas tipologías para la ampliación, finalmente se consideraron dos alternativas:

1-Refuerzo mediante celosías metálicas exteriores al tablero existente. En estas se disponía unas celosías triangulares metálicas en un plano inclinado respecto a la vertical, cuyas cabezas superiores corrían paralelas al eje del puente, a 7.90m y cuyas cabezas inferiores se establecían con un canto vertical que seguía la misma ley de variación que la del cajón de hormigón pretensado como lo vemos en la Figura 2.20.



Figura 2.20 Solución y Ampliación mediante celosías metálicas (Peset González, Alvarez Andrés, Sopeña Corvinos, & Aparicio García, 2012)

2-Refuerzo del tablero existente:

Esta consiste en el refuerzo del cajón existente para que este admitiera la totalidad de las cargas, sin recurrir a una estructura adjunta como podemos ver en la Figura 2.21. Los elementos básicos que constituían la ampliación y refuerzo del tablero son:

- Sistema de pretensado exterior longitudinal
- Núcleos metálicos inferiores y travesaños
- Alma central
- Jabalones y forzados de ampliación
- Diagonales interiores en el cajón
- Pretensado transversal en el forjado superior
- Vigas Transversales en el forjado inferior

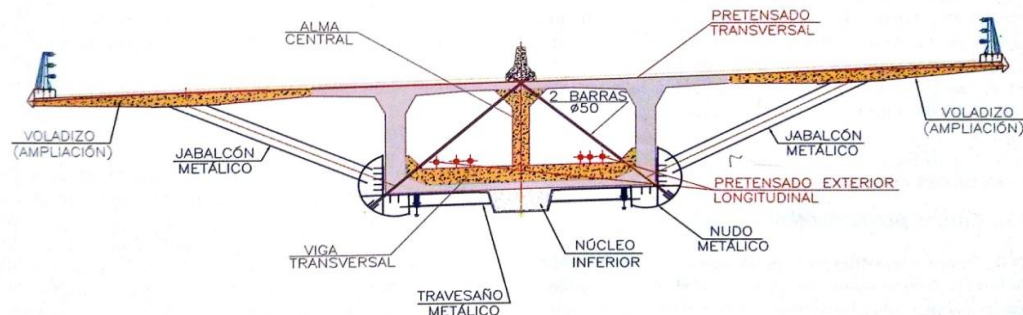


Figura 2.21 Solución II Ampliación mediante jabalones metálicos y refuerzo del cajón existen. Principales Elementos (Peset González, Álvarez Andrés, Sopeña Corvinos, & Aparicio García, 2012)

Por criterios económicos, estéticos y destreza constructiva se decidió que, finalmente esta fue la alternativa que se ejecutaría. En la Figura 2.22 vemos una foto del puente ya termina con las cartelas metálicas. Además de la aplicación de este refuerzo, es bueno explicar que se debe verificar que la totalidad de la carga sean soportadas por las cimentaciones



Figura 2.22 Solución II Refuerzo del cajón existente, A) Vista inferior del tablero ampliado B) Vista general del estribo y dispositivos de transmisión de cargas (Peset González, Álvarez Andrés, Sopeña Corvinos, & Aparicio García, 2012)

2.6.2 Rehabilitación y ampliación de los dinteles del Viaducto de La Jarosa (Madrid)

Este viaducto consta de 3 calzadas paralelas una con dirección a Madrid otra con dirección a La Coruña y la central con dirección reversible. Estos viaductos fueron

construidos en los años 1963 y 1972 y la tercera calzada se construyó más recientemente para satisfacer la demanda del tráfico. (Peset González, Alvarez Andrés, Sopeña Corvinos, & Aparicio Garcia, 2012)

El viaducto con dirección hacia La Coruña consta de 9 vanos de 36.50 m de luz, la pilas tienen altura de que comprendidas entre 7.4m y 27.6 m. Dicha estructura presentaba una degradación considerable por corrosión de las armaduras. Como mostramos en la Figura 2.23, y además debía ser ensanchada, por lo que se realizó una gran operación de rehabilitación y ensanche.



Figura 2.23 Viaducto de la Jarosa, Daños en la armadura por corrosión (Sales fundentes) (Torroja Cavanillas, Simón-Talero Muñoz, Hernández Gayo, & Navarro Manso, 2011)

El mayor problema consistía en la ampliación de los dinteles de las pilas, cabeceros de tipo martillo que estarían bajo mayores esfuerzos y los cuales presentaban un precario estado por la avanzada corrosión que tenían las armaduras. Por lo que, en lugar de recrecerlos y repararlos se implanto un sistema de dinteles colgados que liberarían a los dinteles existentes de los esfuerzos de flexión. Cabe recalcar que resulta de cierto interés el estudio de esta, ya que es una región D.

El sistema de dinteles colgados consiste en ejecutar unos dinteles que se apoyen sobre el existente de manera tal que liberen a éste de los esfuerzos de flexión transversal. Las cargas se transmiten directamente del tablero al nuevo dintel y de éste pasan al pilar a través del antiguo dintel solicitando a este únicamente esfuerzos de compresión como lo podemos apreciar en la Figura 2.24 Este sistema se le denomina “Dinteles colgados”.

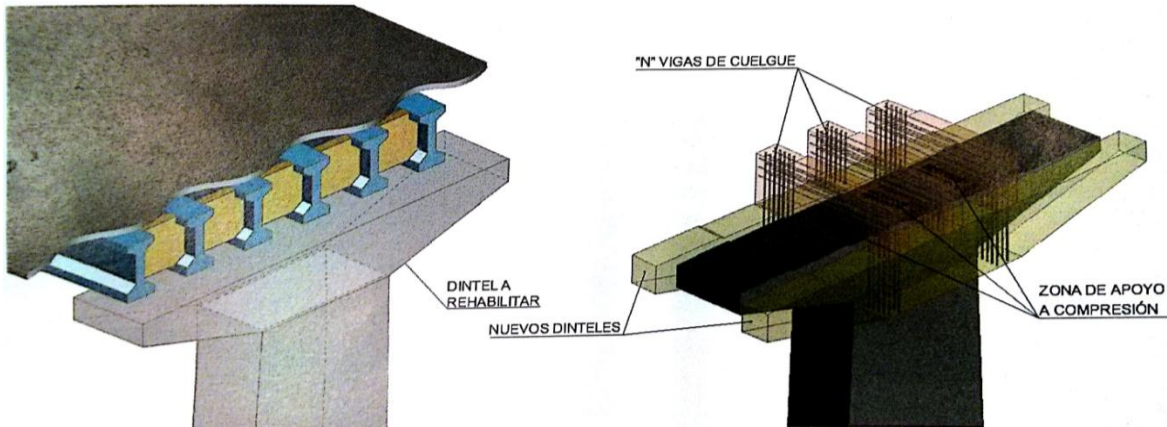


Figura 2.24 Esquema de una dintel de un puente de vigas antes y después de la intervención (Torroja Cavanillas, Simón-Talero Muñoz, Hernández Gayo, & Navarro Manso, 2011)

2.6.3 Refuerzo por ampliación de un paso superior sobre AP-7

Debido a la ampliación de los carriles de la AP-7, es necesario mover las pilas de un paso superior (OF-29.3), para esto se requiere reforzar el tablero, construir nuevas pilas y demoler las existentes. El paso consta de un tablero de hormigón pretensado con armaduras postesas, asimismo consta de 5 vanos de luces 11,5m+17,05m+17,05m+17,05m+11,5m, las cuales se apoyan en los estribos y en 4 pilas pantalla de hormigón armado como se muestra en la Figura 2.25. (Marí Bernard, Bairán García, Moreno, Alvarez, Lorente, & Andrade, 2011)

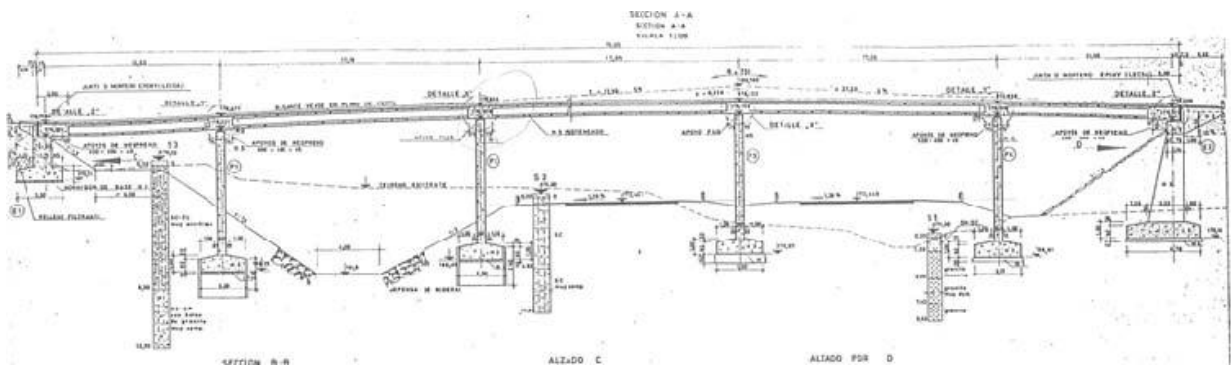


Figura 2.25 Alzado del paso superior ante de la remodelación. (Mari Bernat, Bairan Garcia, & Moreno, 2011)

En la Figura 2.26 se logra distinguir el alzado del paso con las pilas movidas, con estas nuevas luces, los esfuerzos, especialmente en los vanos cuya luz ha aumentado, se incrementan considerablemente.

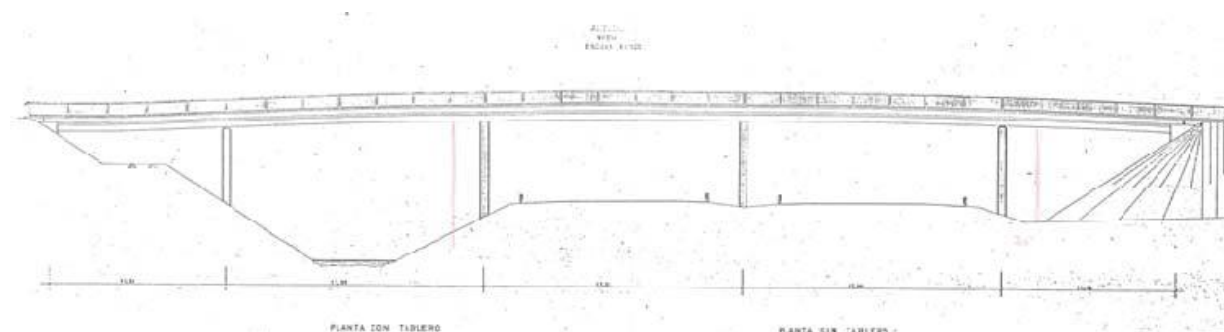


Figura 2.26 Alzado del puente, se indica el desplazamiento de las pilas P2 y P4. (Mari Bernat, Bairan Garcia, & Moreno, 2011)

La solución propuesta y llevada a cabo consto de disponer un refuerzo, en el sentido longitudinal del puente, a base de unas vigas metálicas o largueros puesto debajo de las alas del tablero y con forma romboidal para adaptarse a la geometría. La unión de la viga metálica con el tablero de hormigón se realizó mediante un pretensado transversal. Asimismo, para que no se produjeran flechas inadmisibles se pre deformó la viga con un contra-flecha adecuada. En la figura 2.27 se muestra el refuerzo terminado sobre el paso. Cabe decir que al ampliar la luz e introducir una nueva estructura es muy probable que haya que reforzar las cimentaciones.



Figura 2.27 Refuerzo de vigas metálicas sobre el paso del puente (Mari Bernat, Bairan Garcia, & Moreno, 2011)

2.6.4 REFUERZO DEL ENCEPADO DE LA PILA 3 DEL PUENTE DE LAS PÍAS

A raíz del accidente producido por un buque en el puente de las Pías, queda muy dañada la pila 3, y luego de lo ocurrido se emprendió a analizar la patología que presentaba la pila y el encepado. La pila 3 tenía unas dimensiones teóricas de 6,74 x

7,74 m, en planta y un canto de 5,50 m. La pila está apoyada en 25 pilotes. (González Serrano & Castillo Linares, 1999)

Se comenzó una campaña de sondeos alrededor del encepado para conocer las características geotécnicas del terreno y del hormigón en el encepado. Donde se detectó un hormigón de débil resistencia, a raíz de esto, intensificaron los sondeos para conocer mejor la capacidad real poseída por este.

Como primera actuación sobre el defecto que tenía el puente, se decidió reparar las pilas, colocando una faldón metálico alrededor, la unión entre en este y la pila se hizo con técnicas especiales de hormigón sumergido, al final, se logra achicar la pila, de esta manera se facilitaba la reparación del encepado.

La reparación del encepado se ejecutó mediante una campaña de taladros, rellenos de hormigón aludido para inyectarlos sobre el encepado, la inyección del hormigón se realizó alrededor de todo el encepado con una retícula de 1x1 m, en las zonas donde el hormigón tenía muy bajas resistencias, se densificó esta retícula hasta 50x50 cm. En la Figura 2.28 se muestra un plano de la campaña.

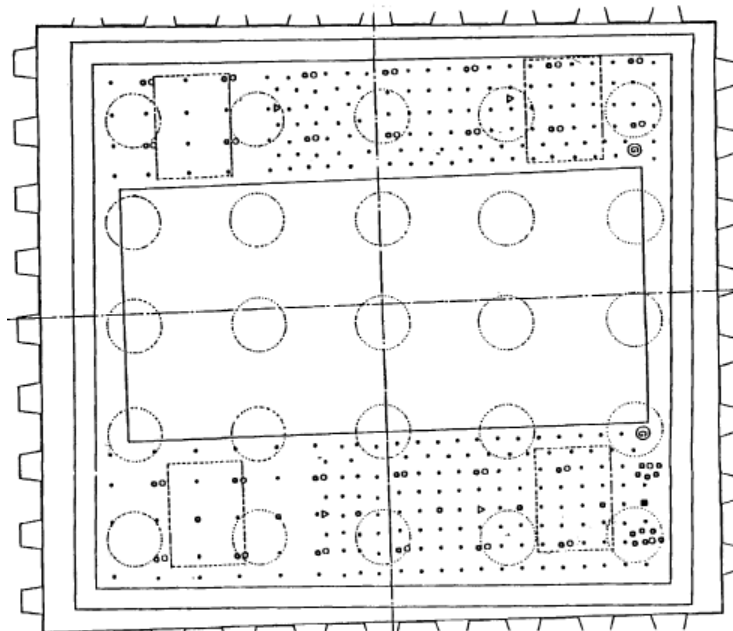


Figura 2.28 Planta del Encepado se muestra recinto tablestacado, pilotes iniciales, los sondeos de reconocimiento, los taladros que permitieron realizar el cosido y la inyección de hormigón, placas de reparto de cargas (González Serrano & Castillo Linares, 1999)

El cosido vertical realizado no sólo se ejecutó con la inyección de hormigón, sino que se creó unos elementos confinados de pequeño diámetro, que se solapan con la armadura de los pilotes, estos llevan las cargas desde la cara inferior del encepado hasta la cara superior del mismo.

Las cargas se recogen en la cara superior del encepado mediante dos dados paralelos adosados a los lados mayores de la pila. Los dos dados se unen entre sí, abrazando a la pila, mediante un pos-tesado como se ve en la Figura 2.29.

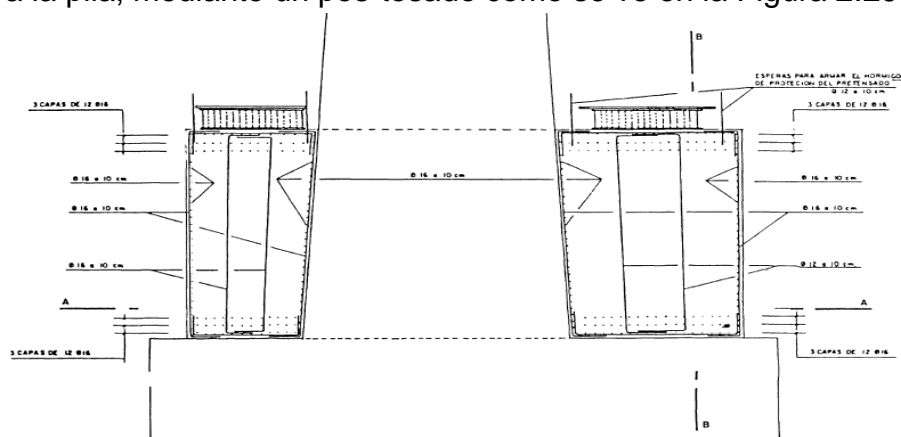


Figura 2.29 Sección transversal de los dos dados del refuerzo, con parte de la armadura pasiva y con las placas del reparto del postesado (González Serrano & Castillo Linares, 1999)

2.7 Análisis crítico del estado de arte

La necesidad de ensanchar o reforzar estructuras es cada vez más frecuente, bien por ampliación, aumento de cargas, por cambio de uso o como reparación por deterioros previos. Por lo que al momento de actuar sobre una estructura, no solo se deben tomar en cuenta el refuerzo de las regiones B, sino que debido a que las regiones D representan un punto singular, se debe analizar el comportamiento de esta.

El comportamiento de la estructura reforzada es complejo y requiere de modelos de análisis apropiados, al momento de estudiar y dimensionar el refuerzo. Si bien, existen modelos y estudios de este tipo, sobre regiones B (donde es aplicable la teoría de vigas), el caso de las regiones D (como es el caso de cimentaciones rígidas y encepados) no ha sido suficientemente estudiado, por lo que la ejecución de refuerzos se realiza con criterios conservadores. Una herramienta la cual contribuye con la evaluación de estas regiones se llama método de Bielas y Tirante.

Por esto, es preciso crear una campaña experimental donde se pueda estudiar esta práctica habitual, ya que normalmente el refuerzo y la reparación se llevan a cabo de una manera en la cual se desprecia por completo la capacidad de que un elemento pueda seguir soportando cargas, lo que no es real.

3. Campaña Experimental

3.1 Introducción

A la vista de la bibliografía analizada se pone de manifiesto la carencia de los resultados experimentales sobre el comportamiento de las regiones D (discontinuidad), con una caracterización de los materiales que permita llevar a cabo el experimento y observar de forma gradual el comportamiento de la pieza durante la plastificación de la armadura y hasta la rotura de esta.

Esta investigación se enfoca en la utilización de una amplia gama de sensores que garanticen el nivel de seguimiento requerido con el objetivo de aumentar el banco de datos experimentales disponibles y, de esta manera corroborar el modelo de simulación numérica (SATlab) para poder conocer el comportamiento de estas regiones ante una posible reparación o refuerzo.

Básicamente, se busca realizar un modelo donde es necesario ensanchar el tablero de un puente y por ende necesario ampliar la cimentación, debido al aumento de cargas por engrandecimiento del tablero, En la Figura 3.1 se muestra dicho modelo antes y luego de la ampliación del tablero.



Figura 3.1 Modelización pilas de puentes, previamente y posteriormente a la ampliación del tablero (De la Rosa Lamata, 2012)

En la imagen de anterior podemos apreciar que la pila de la izquierda esta ampliada en tanto en el tablero como en la cimentación.

En este capítulo se detalla el dimensionamiento de los encepados a ensayar. Se realiza también, la definición de la campaña experimental, así como las características de las piezas y sus fases de carga. Además, se describe la instrumentación usada, el sistema de adquisición de datos y el sistema de apoyos. El en el presente, igualmente, se aborda caracterización de los materiales.

3.2 Dimensionamiento de los elementos a ensayar

Para el dimensionamiento de los encepados se supuso que las cargas sobre la estructura serian cargas permanentes (500 kN) más sobrecargas (200kN) para una carga total $A = 700$ kN. La estructura original consta de 2 pilotes como cimentación y la carga máxima por cada pilote es:

$$N_{P\ Max} = \frac{CP_0 + SC_0}{2} = 350kN$$

La relación de cargas permanentes respecto el total es:

$$\frac{CP_1}{C_{total\ B}} = 71\%$$

Debido a que la pieza no se puede diseñar con la teoria de euler bernoulli , se diseña mediante un esquema de bielas y tirantes por lo que en la Figura 3.2 motramos el esquema propuesto para la pieza

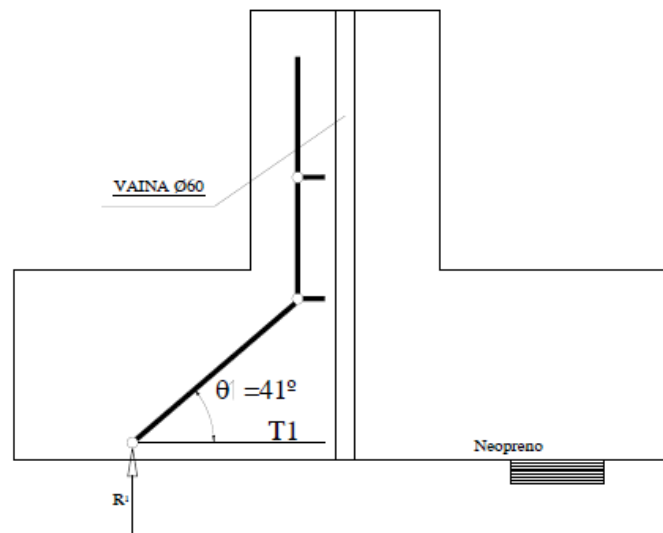


Figura 3.2 Esquema Bielas y Tirantes Encepado de control

La armadura del tirante principal en el esquema de Bielas y Tirantes es $4\Phi 16$ y el ángulo de las bielas es de $\theta_1 = 41$ grados. La carga total máxima controlada por plastificación de la armadura es:

$$T_y = 4\Phi 16 f_y = 402 \text{ kN} \quad \text{Axil de plastificación del tirante}$$

$$N_{\text{Total } y} = 2T_y \tan \theta_1 = 699 \text{ kN} \quad \text{Carga total por plastificación del tirante}$$

Se plantea la necesidad de incrementar las cargas de la estructura en un 20%, por lo que tenemos que considerar nuevas cargas. El nuevo escenario de cargas deseado sería el siguientes: Cargas permanentes ($CP_1 = 600 \text{ kN}$), Sobrecargas ($SC_1 = 240 \text{ kN}$) para una Carga total $B = 840 \text{ kN}$. Manteniendo la relación de cargas permanentes respecto el total

$$\frac{CP_1}{C_{\text{total } B}} = 71\%$$

3.2.1 RECRECIDO EN CANTO (RC)

Si la capacidad de los pilotes no se agota, la carga en la estructura original está controlada por la plastificación de la armadura. Para conseguir incrementar las cargas se plantea incrementar el canto del encepado para aumentar el ángulo de las bielas y que disminuya la tracción en el tirante.

El ángulo de las nuevas bielas, una vez recrecido el encepado, será $\theta'_1 = 58$ grados. Se supone que los pilotes tienen capacidad holgada para resistir las nuevas cargas como se muestra en la Figura 3.3

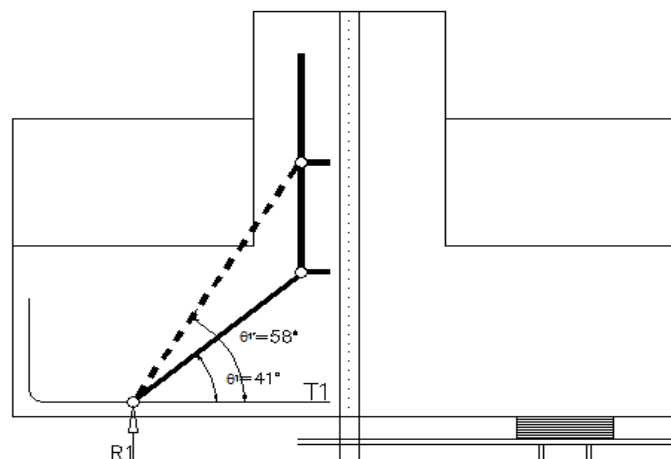


Figura 3.3 Esquema Bielas y Tirantes Encepado con Recrecido de Canto

Suponiendo que el encepado tiene suficiente ductilidad, toda la carga discurre por las nuevas bielas (una vez recrecido el encepado) Entonces la tracción en el tirante principal del esquema de bielas y tirantes recrecido sería

$$T_{y.1} = \frac{C_{total} b}{2} \cdot \frac{1}{\tan \theta_1} = 262.5 \text{ kN}$$

La tensión en las armaduras existentes una vez recrecido el encepado sería

$$\sigma_{ys1} = \frac{T_{y.1}}{2\Phi 16} = 326 \text{ MPa}$$

En el ensayo incrementaríamos la carga hasta alcanzar la rotura en el encepado o agotar la capacidad de los gatos (2000kN).

3.2.2 RECRECIDO EN ANCHO (RA)

Si la capacidad de los pilotes se agota con las cargas originales, es necesario disponer nuevos pilotes para incrementar la carga en la estructura. Se considera el caso en que la plastificación de la armadura NO CONTROLA el diseño. Se dimensionará la armadura necesaria para que esto se cumpla. Los ángulos de las bielas 1 se mantienen (no varía el canto). Las bielas hacia los nuevos pilotes tienen un ángulo como se muestra en la Figura 3.4. **$\theta_1=41$ grados, $\theta_2= 18$ grados**

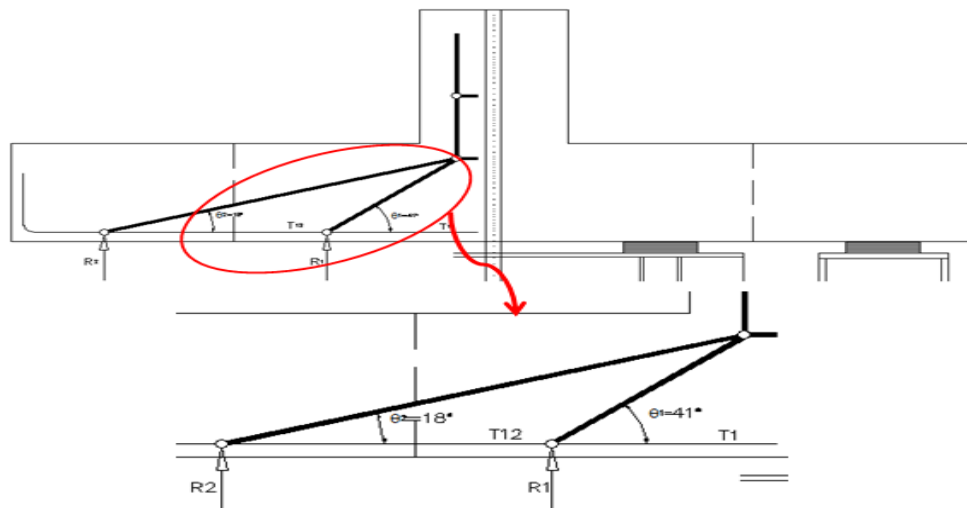


Figura 3.4 Esquema Bielas y Tirantes Encepado con Recrecido de Ancho

Pilotes

La capacidad máxima de los pilotes se supone de 350kN. Como la carga máxima original era de 700kN, no es posible incrementar las cargas sin aumentar el número de pilotes.

Para ejecutar la ampliación se parte de una situación donde únicamente actúan las cargas permanentes $CP_0 = 500\text{kN}$ con lo que la carga inicial en los pilotes es de 250kN.

Una vez ejecutado el recrecido del encepado, se supone que las reacciones en los 4 pilotes debidas al incremento de carga son iguales (encepado rígido). Los pilotes seguirán una curva plástica perfecta, con fluencia a la carga máxima de 350kN. Las cargas en los pilotes en las distintas etapas se muestran en la Tabla 3.1 serían,

Etapas de Carga Pilotes

ETAPA	PILOTES INTERIORES	PILOTES EXTERIORES	CARGA TOTAL
CP Original	250 kN	- kN	500 kN
Carga máxima Original	350 kN	- kN	700 kN
CP Original	250 kN	- kN	500 kN
CP Recrecido	275 kN	25 kN	600 kN
Incremento de carga Recrecido	350 kN	85 kN	840 kN

Tabla 3.1 Etapas de carga pilotes interiores y exteriores

En la etapa del incremento de carga recrecido se alcanza la carga deseada en la ampliación sin que se hayan agotado los pilotes. En el ensayo se incrementará la carga por encima de este valor hasta que se alcance la capacidad máxima de los gatos (2000kN) o se agote el encepado

La tracción en el tirante principal del esquema de bielas y tirantes recrecidos se muestran en la Tabla 3.2.

Etapas de carga Pilotes

ETAPA	TIRANTE INTERIOR (T1)	TIRANTE EXTERIOR (T2)	CARGA TOTAL
CP Original	288 Mpa	- Mpa	500 kN
Carga maxima Original	403 Mpa	- Mpa	700 kN
CP Original	288 Mpa	- Mpa	500 kN
CP Recrecido	395 Mpa	78 Mpa	600 kN
Incremento de carga Recrecido	651 Mpa	266 Mpa	840 kN

Tabla 3.2 Etapas de carga pilotes interiores y exteriores

Para que la plastificación del tirante inferior no se produjera antes de alcanzarse la carga deseada en la ampliación (Etapa 5 - 840kN) sería necesario que el encepado original dispusiera de una armadura:

$$A_{s1} = \frac{651kN}{f_y} = 13.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s12} = \frac{266kN}{f_y} = 5.32 \text{ cm}^2$$

La armadura del tirante exterior queda cubierta con los 4Φ16 dispuestos (8.04cm²) En el tirante interior es necesario disponer desde un principio de 4Φ16 adicionales como armadura del tirante inferior

$$4\Phi 16 \cdot 4\Phi 16 \cdot 16.1 \cdot \text{cm}^2$$

3.2.3 RECRECIDO EN CANTO Y ANCHO (RAC)

Si la capacidad de los pilotes se agota con las cargas originales, es necesario disponer nuevos pilotes para incrementar la carga en la estructura. Si se considera que para las cargas originales la plastificación de la armadura controlaba también el diseño, será necesario también incrementar el canto del encepado. Los ángulos de las nuevas bielas, una vez recrecido el encepado, serán como se muestra en la Figura 3.5.

θ₁ = 58 grados

θ₂ = 30 grados

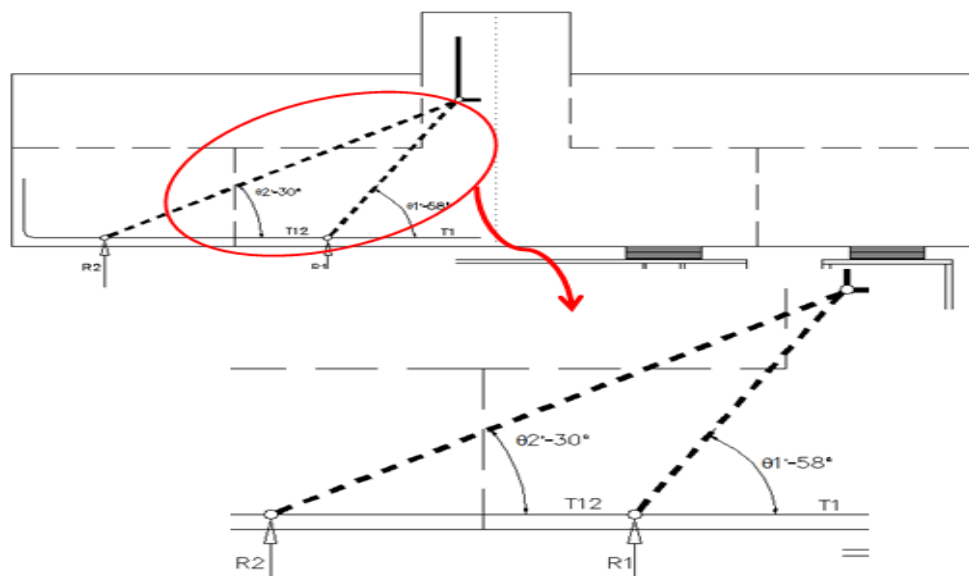


Figura 3.5 Esquema Bielas y Tirantes Encepado con Recrecido de Ancho y canto

La capacidad máxima de los pilotes interiores se supone es de 350kN y la carga máxima original era de 700kN, no es posible incrementar las cargas sin aumentar el número de pilotes.

Para ejecutar la ampliación se parte de una situación donde únicamente actúan las cargas permanentes $CP_0 = 500 \cdot \text{kN}$ ya que al momento de ensanchar una estructura normalmente se pone fuera de servicio, con lo que la carga inicial en los pilotes es de 250kN.

Una vez ejecutado el recrecido del encepado, se supone que las reacciones en los 4 pilotes debidas al incremento de carga son iguales (encepado rígido). Los pilotes seguirán una curva plástica perfecta, con fluencia a la carga máxima de 350kN. Las cargas en los pilotes en las distintas etapas se muestran en la Tabla 3.3.

Etapas de Carga Pilotes

ETAPA	PILOTES INTERIORES	PILOTES EXTERIORES	CARGA TOTAL
CP Original	250 kN	kN	500 kN
Carga máxima Original	350 kN	kN	700 kN
CP Original	250 kN	kN	500 kN
CP Recrecido	275 kN	25 kN	600 kN
Incremento de carga			
Recrecido	350 kN	100 kN	900 kN
Incremento de carga			
Recrecido	350 kN	350 kN	1400 kN

Tabla 3.3 Etapas de carga pilotes interiores y exteriores

Suponiendo ductilidad suficiente en el encepado, toda la carga fluye por las nuevas bielas (una vez recrecido el encepado) y la tracción en el tirante principal del esquema de bielas y tirantes recrecido sería como se muestra en la Tabla 3.4.

-Tracción tirante interior sin recrecido

$$T_y = \frac{\text{Carga Pilote interior}}{\tan \theta_1 \cdot A_{s1}}$$

-Tracción tirante interior con recrecido

$$T_y = \frac{\text{Carga Pilote interior}}{\tan \theta_1 \cdot A_{s1}} + \frac{\text{Carga Pilote exterior}}{\tan \theta_2 \cdot A_{s1}}$$

-Tracción tirante exterior

$$T_y = \frac{\text{Carga Pilote exterior}}{\tan \theta_2 \cdot A_{s1}}$$

Etapas Tracciones en el tirante

ETAPA	TIRANTE INTERIOR (T1)	TIRANTE EXTERIOR (T2)
CP Original	358 Mpa	Mpa
Carga maxima Orginal	501 Mpa	Mpa
CP Original	358 Mpa	Mpa
CP Recrecido	272 Mpa	58 Mpa
Incremento de carga Recrecido	504 Mpa	232 Mpa
In cremento de carga Recrecido	1083 Mpa	811 Mpa

Tabla 3.4 Tracciones en el tirante pilotes interior y exterior

La armadura plastificaría a la vez que en los pilotes interiores alcanzaran la carga máxima. La carga total que se resistiría sería 900kN, superior a la carga deseada en la ampliación (840kN) En el ensayo incrementaríamos la carga hasta alcanzar la rotura en el encepado o agotar la capacidad de los gatos (2000kN).

3.3 Definición de campaña experimental

Para llegar a comprender mejor y sacar resultados contundentes, la campaña consta de, la prueba a rotura de encepados de hormigón armado con recrecidos de ancho, canto y la combinación de ancho y canto. Los ensayos se llevaran a cabo en el laboratorio de tecnología de la upc y se realizaran en 2

3.4 Características de las piezas a ensaya

Los especímenes ensayados, son unos encepados de hormigón auto-compactante, con ciertas dimensiones adaptas de acuerdo a la instrumentación de poseída en laboratorio de tecnología de estructura de la UPC, donde la pieza original se muestra en la Figura 3.6

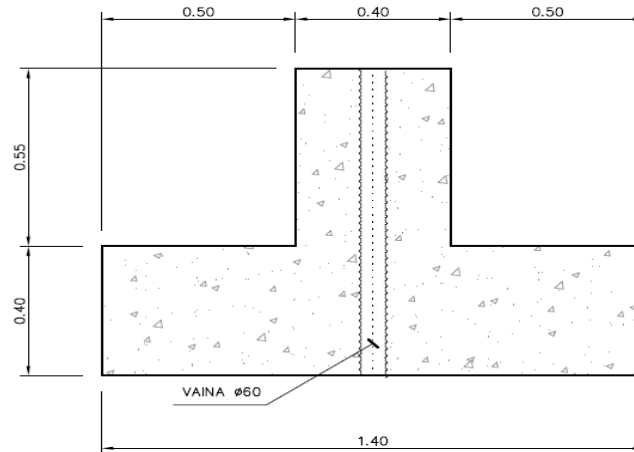


Figura 3.6 Encepado de control AB0_0

El ensayo consta de 4 tipos de encepados como se muestra en la Figura 3.7. Los 4 tipos de encepados varían en torno al recrecido por tanto:

- A)** As-built: este es el encepado de control (original)
- B)** RA: recrecido de ancho,
- C)** RC: recrecido de canto,
- D)** RAC: Recrecido a de ancho y canto.

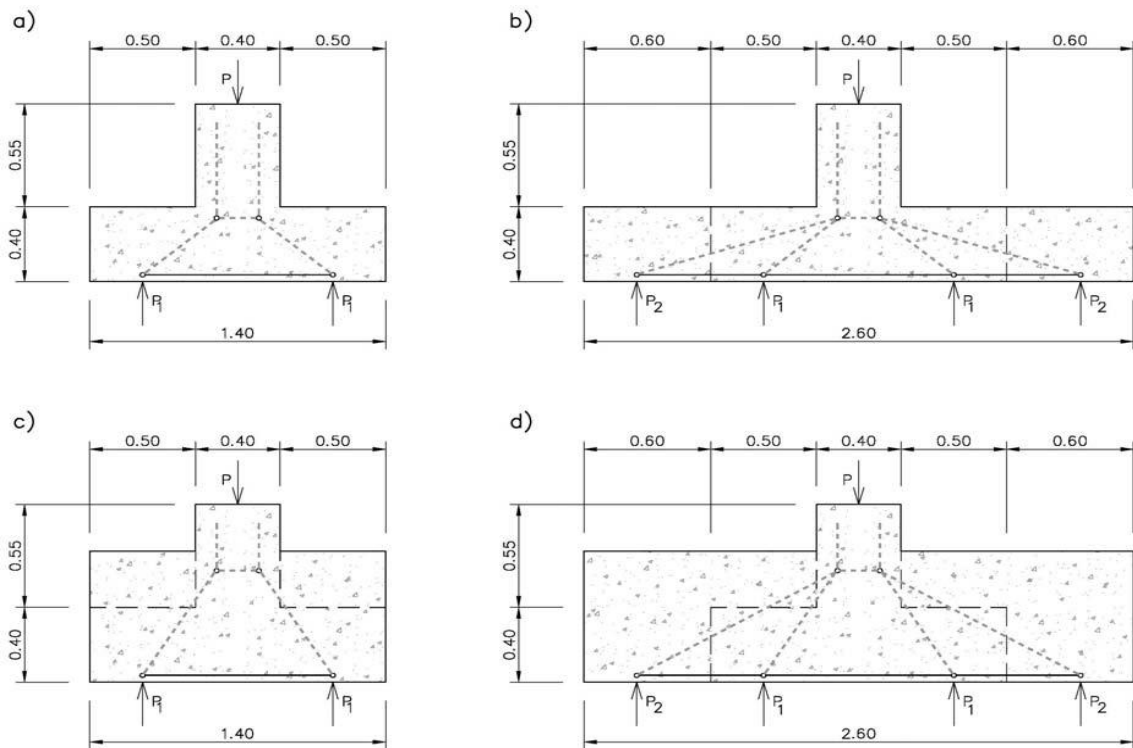


Figura 3.7 Encepados y esquema ByT a) Original b) Recrecido Ancho c) recrecido Canto d) Recrecido Ancho y canto (Menduiña Montero, Bairan Garcia, & Marí Bernat, 2014)

Estas 4 piezas se estudiarán con dos combinaciones de armados, por lo que tendremos 2 tipos de armados según describiremos los tipos de Armados son:

I -Sin Armadura secundaria:

Se decidió realizar este armado, con el propósito de poder distinguir la diferencia en el comportamiento durante el ensayo y así comprobar la real aportación de la armadura secundaria. En la Figura 3.8 se muestra este armado.

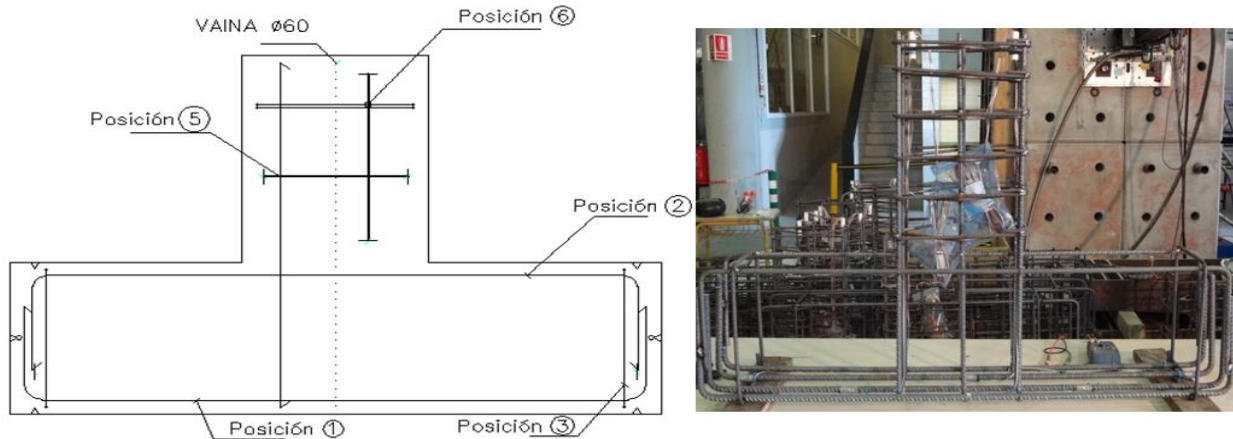


Figura 3.8 Encepado con Armado Tipo I

II-Con Armadura secundaria:

Este armado se colocó según la instrucción (EHE-08 , 2008), y está compuesta por armadura longitudinal, por lo que su capacidad mecánica no debe ser inferior a 1/10 de la capacidad de la armadura del tirante principal. Las armaduras transversales y horizontales están colocadas con una cuantía de un 4⁰/00 según norma, este armado se muestra en la Figura 3.9

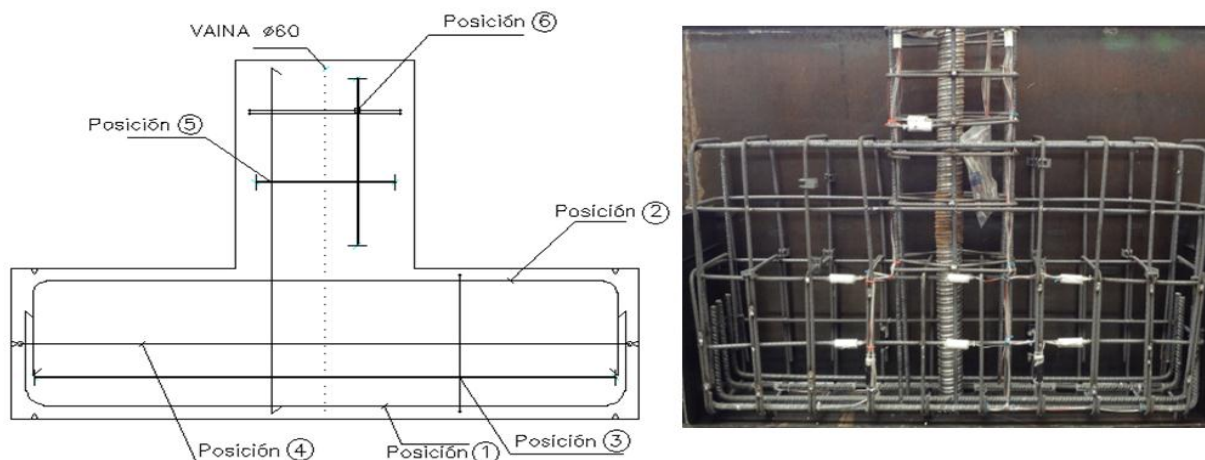


Figura 3.9 Encepado con Armado Tipo II

En la siguiente Tabla 3.5 , se presenta a modo de resumen las dimensiones de los encepados y tipos de armados, en los anexos se pueden encontrar los planos donde se aprecian con mayor detalle.

Dimensiones Encepados (ensayo)

Tipo	Referencia	Cantidad	Base	Canto	Base Columna	Canto Columna	Tipo Armado
		Und.	mm	mm	mm	mm	
1	AB	2	140	40	40	55	I
1	AB	1	140	40	40	55	II
2	RA	2	260	40	40	55	I
2	RA	1	260	40	40	55	II
3	RC	2	140	70	40	25	I
3	RC	1	140	70	40	25	II
4	RAC	2	260	70	40	25	I
4	RAC	1	260	70	40	25	II
Total		12	piezas				

Tabla 3.5 Dimensiones y Armados de los encepados ensayados

La nomenclatura usada para definir cada una de las piezas se hará de la siguiente manera, como se muestra en la Figura 3.10.

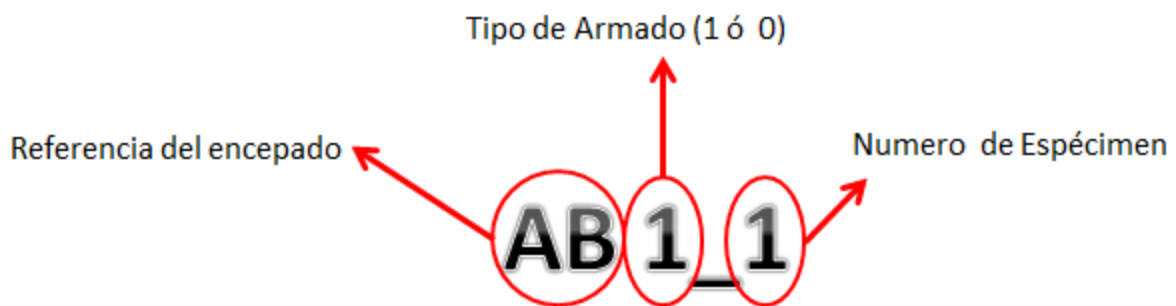


Figura 3.10 Nomenclatura de los encepados del ensayo

El tipo de armado que se muestra en la Figura anterior, si es 1 quiere decir que la pieza lleva armadura secundaria y si es 0 quiere decir que no lleva armadura secundaria.

3.5 Fases de carga y recrecido

El ensayo se realizará en varias fases de carga, donde dependiendo del recrecido se ensayará en 1 fase de carga o 2 fases de carga.

Los encepados que no posean de recrecido de canto, se podrán realizar en una sola fase de carga (fase de carga 2). Por el contrario, los que poseen recrecido de canto se le introducirá una pre-carga por medio de un post tensado con barra de acero.

La fase de carga 1 consiste en realizar una pre-carga de 700 kN hasta que la pieza fisure y la armadura principal empiece a fluir; luego se procederá a hormigonar los recrecidos tanto de canto. Este procedimiento se puede ver en la Figura 3.11

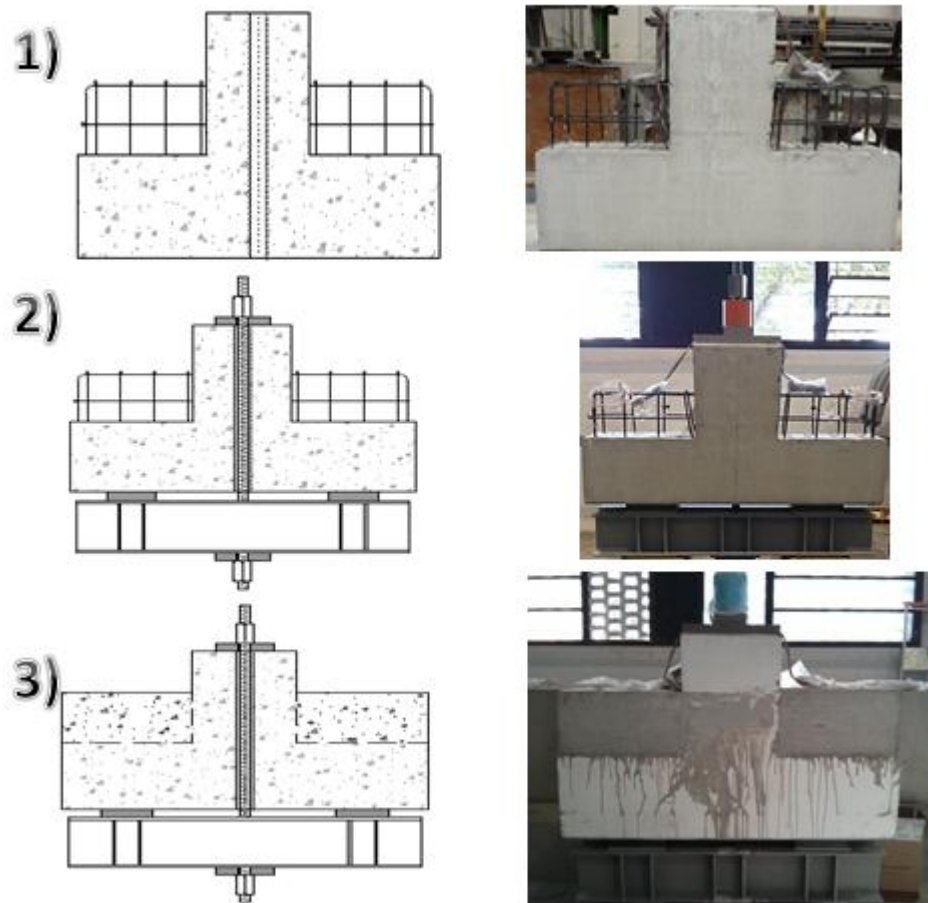


Figura 3.11 Etapas por la que atraviesa el encepado en la fase de carga 1

La fase 2 de carga consiste en introducir la pieza dentro de un pórtico metálico, armado con dos gatos que proporcionaran una carga de 2000 kN. Una vez la pieza esté introducida en el de pórtico, se procederá su rotura. Esta fase, se muestra en la Figura 3.12., aquí se aprecia que a las piezas con recrecido de ancho se le agregan gatos en la parte inferior simulando los pilotes .

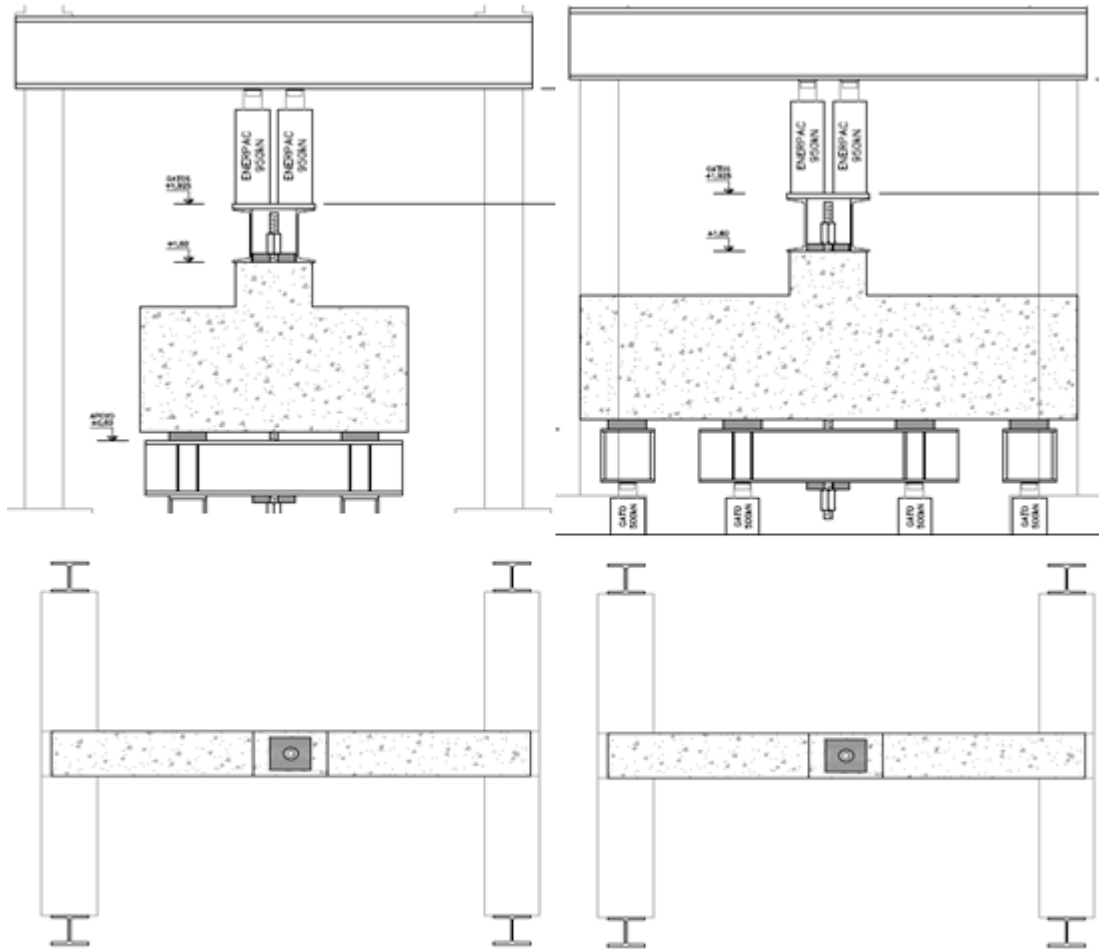


Figura 3.12 Demostración de ensayo en fase de carga 2, derecha simulación de pilotes con 4 gatos en la parte inferior

3.6 Instrumentación

Los especímenes se instrumentaron de acuerdo a la zona de mayor interés, donde se asume se producirán tanto la rotura como las fisuras. En Algunos elementos se incrementaron el número de sensores de acuerdo a los diferentes recrecidos. En los anexos están las descripciones y los planos detallados donde se muestra la configuración de la instrumentación para cada ensayo.

Se utilizó un sistema de adquisición de datos de HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik), con una cantidad aproximada de galgas extensométricas pegadas a las barras de aceros de 14 en la pieza de Control (AB) y 22 en la pieza con recrecido de Ancho y canto (RAC) la cual tiene mayor número de galgas debido su tamaño.

Todo este sistema de sensores y medición a su vez se conecta a un computador a través de un cable paralelo y USB, donde los datos fueron procesados a través del programa “Catman easy”, el sistema de adquisición de datos utilizado durante toda la campaña de ensayos fue el MGC plus.

Todos los sistemas mencionados anteriormente se describirán detalladamente abajo, asimismo se especificaran la marca, modelo y precisión de cada uno. De la Figura 3.13 -3.17 se muestra el modelo de la instrumentación. Estas Figuras tratan de explicar a groso modo la instrumentación usada, en los anexos se podrán encontrar más detalladamente las instrumentaciones usadas.

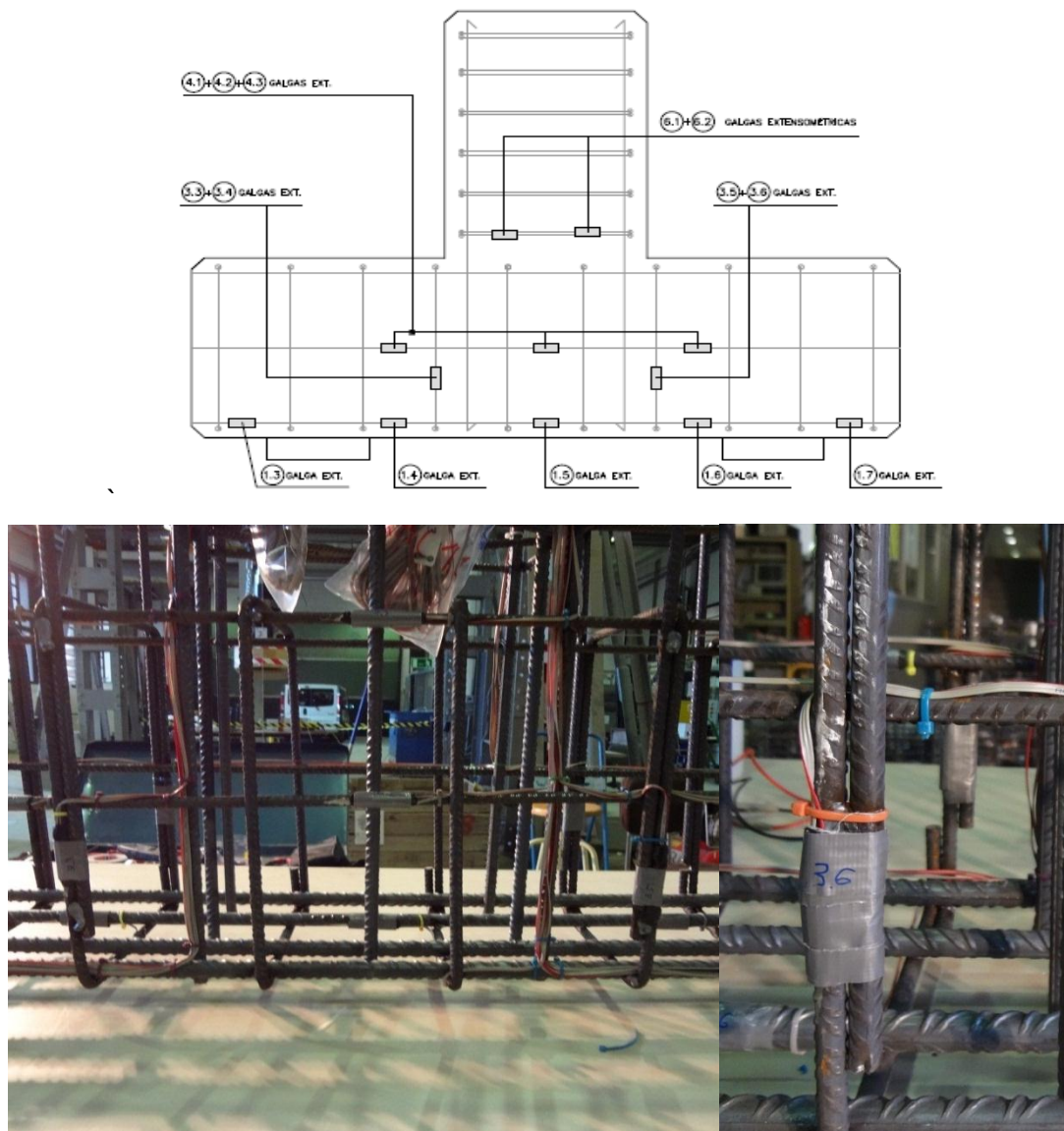


Figura 3.13 Encepado AB1_1, donde se muestran las Galgas adheridas a la barra de acero,

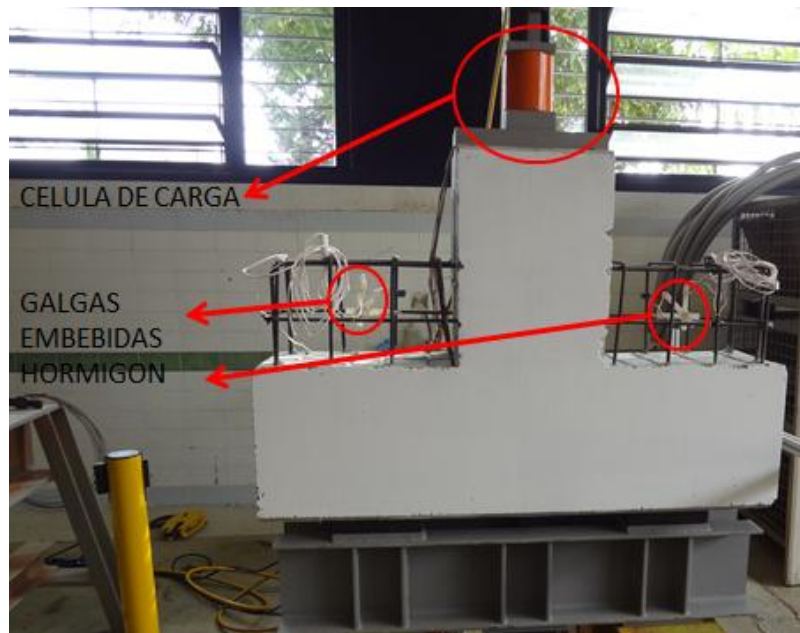


Figura 3.14 Descripción fase de carga 1, se muestran la célula de carga y galgas embebidas

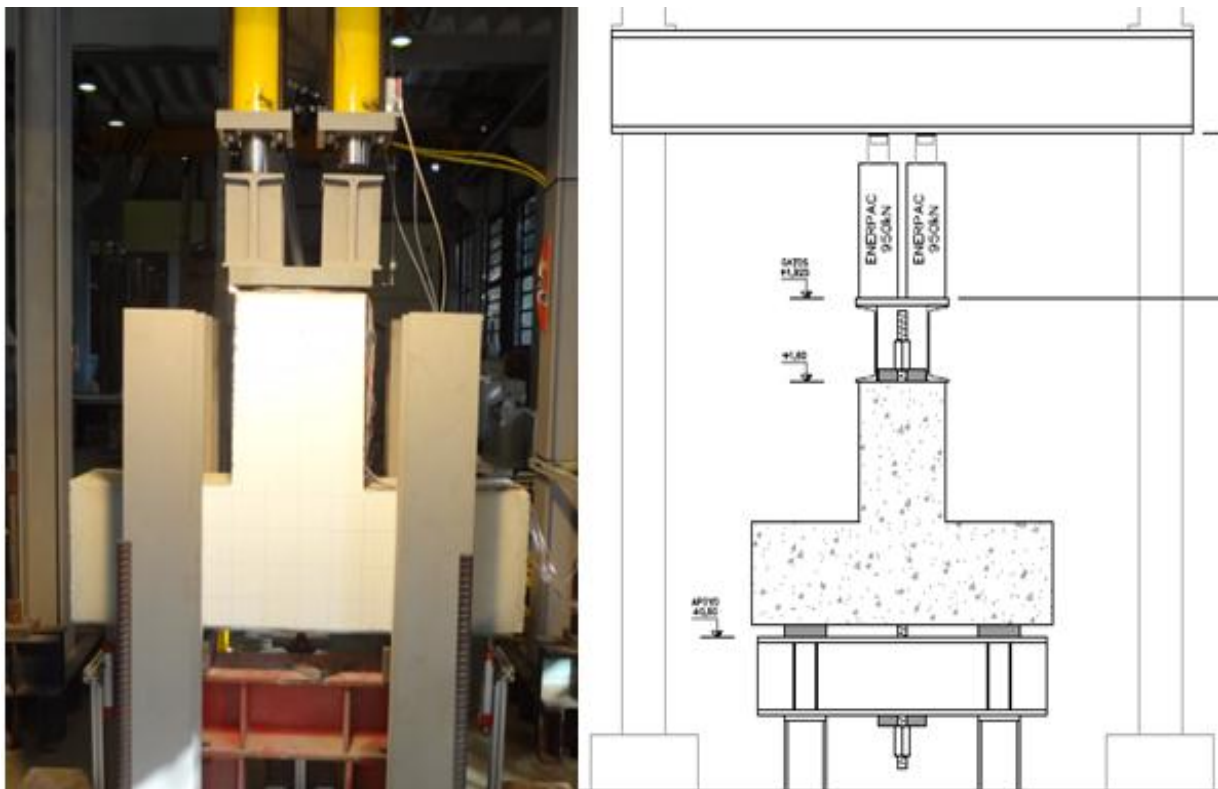


Figura 3.15 Descripción fase de Carga 2, se muestran pórtico, gatos y instrumentación

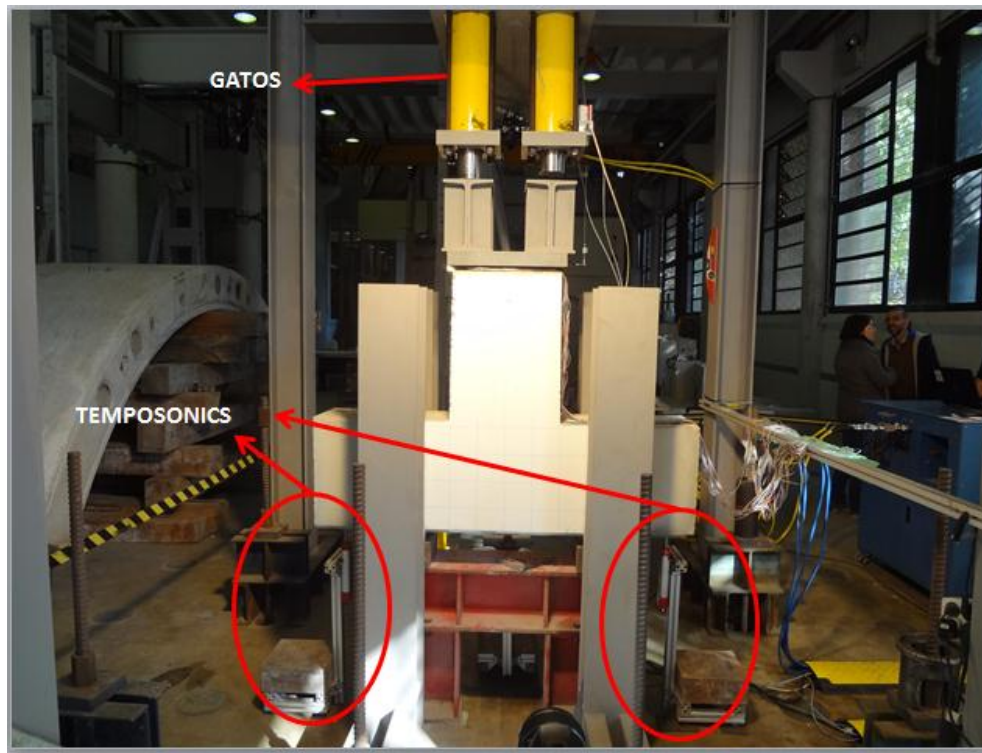


Figura 3.16 Posición de los gatos y temposonics

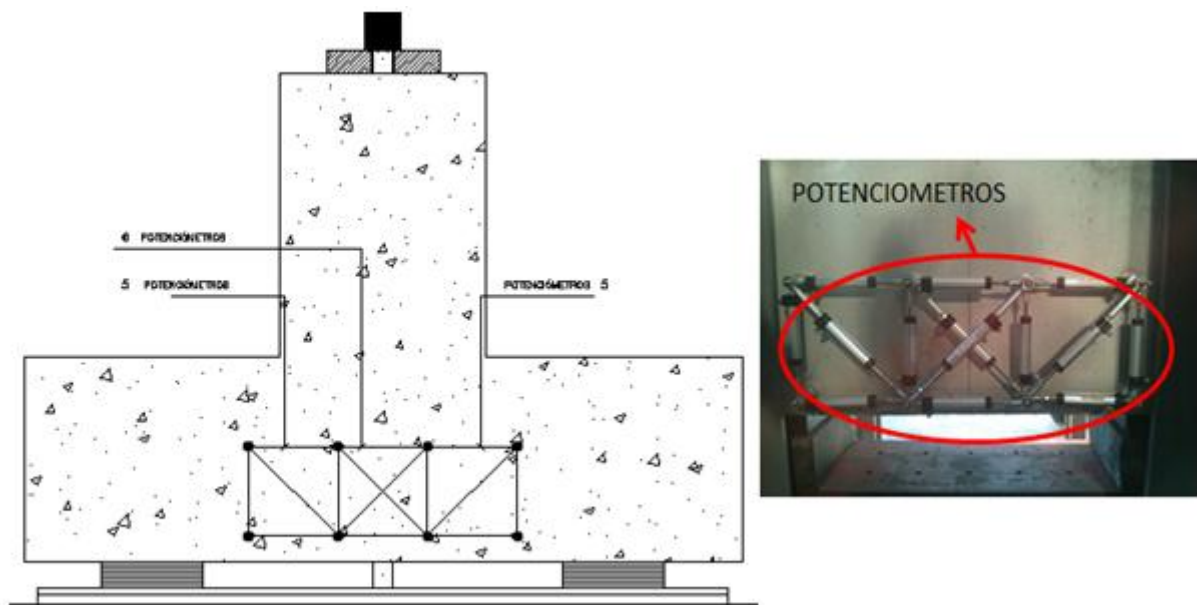


Figura 3.17 Potenciómetros en el encepado

3.6.1 Galgas Extensométricas

Por definición según (Montero Echeverría, 2011) una galga extensométrica es un dispositivo electrónico que se utiliza para medir la deformación debida a la tensión aplicada a un objeto. Esta fue inventada por Edward E. Simmons y Arthur C. Surge en 1938 y su funcionamiento se basa en la variación de la resistencia eléctrica de la galga en función de la deformación sufrida por el dispositivo.

Básicamente estas consisten en una hoja metálica o lámina delgada, puesta según en un patrón el cual forma una rejilla. La lámina o el alambre en forma de rejilla se unen a un delgado respaldo, denominado portador, el cual se sujeta directamente al espécimen de prueba por medio de un adhesivo como se puede ver en la Figura 3.18.

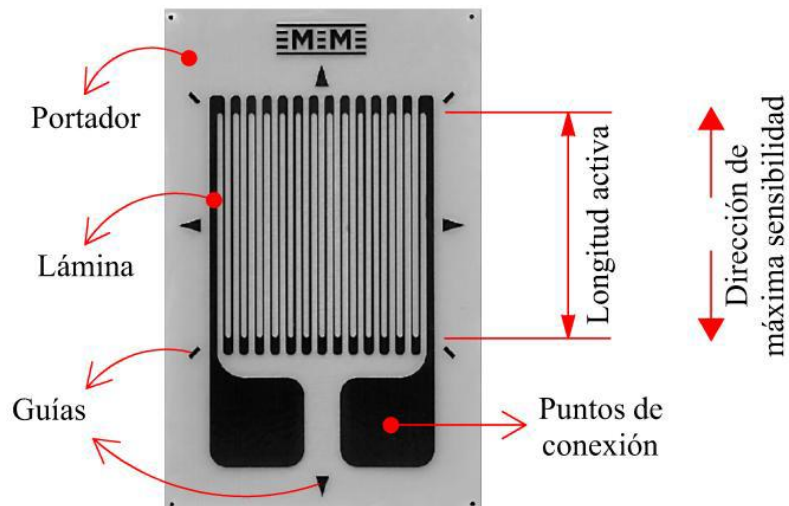


Figura 3.18 Componentes galgas extensométrica (Montero Echeverría, 2011)

Por tanto, la deformación experimentada por el espécimen de prueba se transfiere directamente a la rejilla metálica de la galga, la cual responde mediante un cambio en su resistencia eléctrica. Las galgas extensométricas están disponibles comercialmente con valores nominales de resistencia desde 30 Ω hasta 3000 Ω , siendo 120 Ω , 350 Ω y 1000 Ω los valores más frecuentes.

Las galgas extensométrica aprovechan la propiedad física de deformarse de los materiales cuando están bajo una tensión producida por la acción de una o varias fuerzas aplicada al material. Más específicamente, la deformación (ϵ) se define como el cambio de longitud (ΔL) con respecto a la longitud original (L) (ver Figura 3.19).

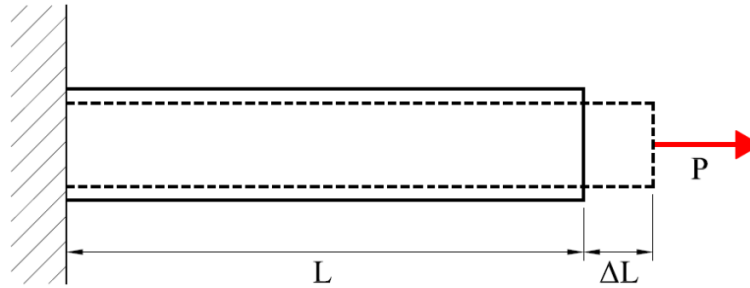


Figura 3.19 Deformación barra (Montero Echeverría, 2011)

El principio físico en el que se basa el funcionamiento de las galgas extensométricas resistivas es en la dependencia geométrica de la resistencia eléctrica de un material conductor, la cual se define como:

$$R = \rho \frac{l}{A}$$

Dónde:

l es la longitud del elemento conductor,

A es el área de la sección transversal y

ρ es la resistividad, siendo esta última una propiedad del material.

De esta manera, es posible asociar el cambio en la longitud y sección transversal de la rejilla, producto de la deformación, con el cambio en su resistencia eléctrica. Es decir:

$$\frac{\Delta R}{R} = F \frac{\Delta L}{L} = F \epsilon$$

Dónde: F es el factor de galga que se corresponde con la pendiente de la recta que se obtiene al representar el cambio relativo de la resistencia eléctrica $\frac{\Delta R}{R}$ con respecto a la deformación ϵ de la rejilla y, por lo tanto, del elemento cuya deformación se quiere medir.

En el ensayo de laboratorio se usaron 2 marcas de galgas HBM y Tokio Sokki, esto debido a la disponibilidad de estas, se utilizaron 2 tipos de galgas embebidas, una adherida a las barras de acero y otras embebidas en los recrecidos del hormigón.

- Galgas Adheridas a la barra de acero:

A-Marca: HBM

Modelo: $120\Omega \pm 0.35\%$

Tolerancia de error: 0.1%

B-Marca: Tokio Sokki

Modelo: $120\Omega \pm 0.5\%$

Tolerancia de error: 0.1%

- Galgas Embebidas en el Hormigón:

Marca: Tokio Sokki

Modelo: PML-60-2LT

Tolerancia de Error: 0.1%

3.6.2 Células de carga

Según (Fraile Mora & García Gutiérrez, 2013) en este tipo de transductores, la fuerza se aplica sobre un “Cuerpo de prueba” que se somete de este modo a esfuerzos que pueden ser de tracción-compresión, flexión o cortante (cizalladura).

La deformación producida por esta se traduce eléctricamente por medio de galgas extensiométricas pegadas a la pieza elástica y que forman parte de un puente de Wheatstone.

El conjunto formado por la pieza elástica y las galgas extensométricas se le denomina “Célula de Carga” y está construida con materiales homogéneos de aleaciones de acero, fabricados con tolerancias muy estrictas. Los parámetros utilizados en su diseño incluyen: tamaño y forma, densidad del material y del módulo de elasticidad, sensibilidad a la deformación, deflexión y respuesta dinámica.

El tipo de célula de carga utilizada en nuestro ensayo es de tipo anillo, debido a la utilización de una barra de acero para realizar la Fase 1 de carga (pre-carga) en la Figura 3.20 se muestra la célula de carga. Las células de cargas usadas en el ensayo son marca Tokio Sokki y HBM.



Figura 3.20 Célula de carga Tokio Sokki

3.6.3 Potenciómetros Resistivos

Un potenciómetro resistivo constituye un tipo de transductor más simple para medir desplazamientos lineales o angulares y su valor de resistencia es variable. Está constituido por una resistencia fija R_n sobre la que puede desplazarse un contacto eléctrico (Fraile Mora & García Gutiérrez, 2013).

Este contacto deslizante está ligado directamente o a través de un mecanismo al eje del sensor, pero aislado eléctricamente del mismo. De esta manera, indirectamente, se puede controlar la intensidad de corriente que fluye por un circuito si se conecta en paralelo, o la diferencia de potencial al conectarlo en serie.

El valor de la resistencia $R(l)$ entre el curso y uno de los extremos es función de la posición del cursor. En el caso de un potenciómetro con desplazamiento rectilíneo se usa la siguiente formula (Figura 3.21).

$$R(l) = \frac{l}{L} R_n$$

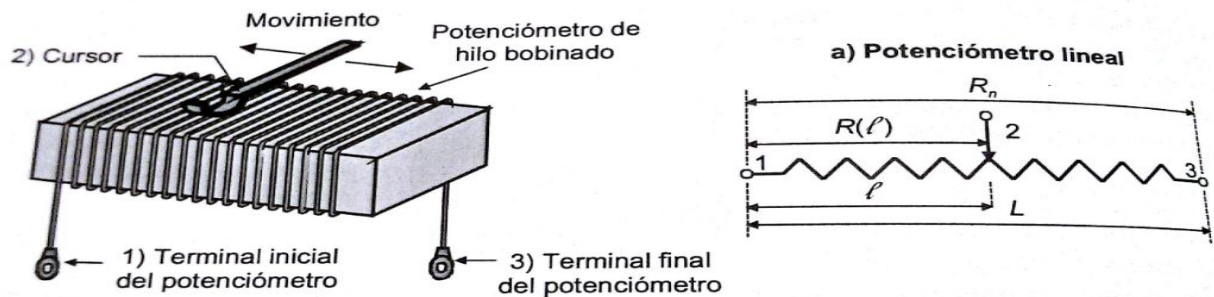


Figura 3.21 Funcionamiento del potenciómetro

Los potenciómetros usados en el ensayo se describen a continuación (Figura 3.22):

- Marca:** Novotechnik
- Modelo:** TEX0050
- Desplazamiento máximo del embolo:** 50 mm
- Tolerancia de error:** $0.1\pm\%$

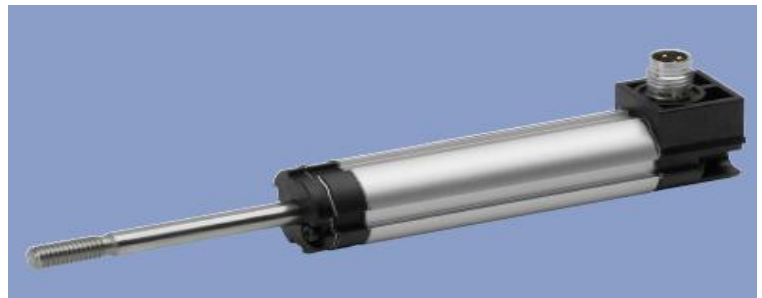


Figura 3.22 Potenciómetro Novotechnik

Los Temposonics usados en el ensayo se describen a continuación (Figura 3.23):

- Marca:** MTS Sensor
- Modelo:** ER-50
- Desplazamiento máximo del embolo:** 100 mm
- Tolerancia de error:** $0.02 \pm \%$



Figura 3.23 Temposonic MTS

3.7 Sistema de Apoyo

3.7.1 Neoprenos

Todas las estructuras están sujetas a determinados movimientos, como pueden ser los originados por los cambios de temperatura, la acción de las cargas externas y los propios de cada estructura (especialmente en la de hormigón), por lo que precisan un elemento de apoyo que hagan posible tales movimientos sin que se dañen (Mecanogumba, 2013).

Los apoyos elastometrico permiten:

- Desplazamientos simultáneos en dos direcciones distintas
- Giros simultáneos en tres ejes diferentes.
- Absorción de cargas verticales
- Absorción de cargas horizontales de corta duración

Los apoyos elastometricos no deberán ser solamente capaces de absorber las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por el tablero, sino también deben permitir (según la tipología de la estructura y de la subestructura) determinados movimientos e impedir otros. Debido a la tipología de las estructuras es necesario usar diferentes tipos de apoyos para cada caso a continuación mencionamos el apoyo utilizado en esta campaña.

Apoyos de Neoprenos Cruzados:

Estos están constituidos en esencia por un bloque de elastómero que lleva intercaladas en su masa y vulcanizadas con la goma, y por tanto firmemente adheridas a ella, unas chapas de acero. La palabra elastómero es un término genérico para los materiales sintéticos similares al caucho natural.' Lo normal es utilizar cauchos sintéticos de los cuales el más común es el neopreno cuya denominación

química es poli-2-clorobutadieno. (Ministerio de Obras Publicas ,Transporte y MedioAmbiente, 1995)

A continuación mostraremos un esquema de la Figura 3.24 en que se aprecia que las chapas o zunchos de acero quedan completamente embebidas en el bloque de elastómero lo que sirve para protegerlas de la corrosión.

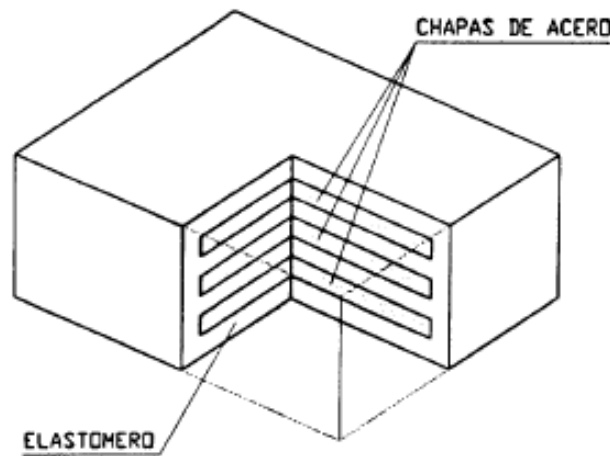


Figura 3.24 Apoyo de neoprenos Cruzados (Ministerio de Obras Publicas ,Transporte y MedioAmbiente, 1995)

Este es el tipo de apoyo utilizado en el ensayo de la siguiente tesina, el cual consta de un módulo elasticidad aproximado de $E \cong 600 \text{ N/mm}^2$.

3.8 Adquisición de datos

Ordenador

La grabación de los datos y el control de los ensayos se realizó por medios 2 computadores, uno de estos se conectaba a la máquina que controla la cargas puesta sobre la pieza (ibertest) y el otro al MGCplus el cual nos facilita las lecturas de la galgas, temposonics, pontecionometros , servos transductores,etc.

Mgcplus

Este Sistema (MGCplus) nos facilita las lectura de todos los sensores, que se conecta al computador para leer los datos a través del "Catman easy. Este se muestra en la Figura 3.25.



Figura 3.25 MGC Plus, Sistema de adquisición de datos

Regulador de voltaje

Se utilizó un regulador de voltaje, para conectarlo a la fuente de voltaje y así las lecturas dadas por los temposoinics y potenciómetros tengas menos dispersión en las lecturas. Figura 3.26 se muestra el regulador de voltaje usado en esta campaña.



Figura 3.26 Regualador de voltaje

Fuente de voltaje

Se utilizó una fuente de voltaje, en la Figura 3.27 se muestra el fuente de voltaje usado, este se conectó a los potenciómetros y a los temposonics.



Figura 3.27 Fuente de voltaje, alimentación pontenciometros

3.9 Caracterización de los materiales

Para poder saber las características reales de los materiales usados en el ensayo se decide hacer un ensayo de cada uno de los materiales que componen el encepado. Los ensayos de caracterización de materiales realizados son los siguientes:

- Ensayo a compresión de probetas de hormigón
- Ensayo de tracción indirecta de probetas de hormigón
- Ensayo de módulo de elasticidad de probetas de hormigón
- Ensayo de módulo de elasticidad barra de acero

Las probetas utilizadas para esta campaña de ensayos son de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura para caracterizar el hormigón y para caracterizar el acero se utilizó una barra de acero de cada diámetro utilizado para la construcción del encepado. En la Figura 3.28 se muestra el ensayo a compresión de las probetas, tanto los ensayos de rotura, módulo de elasticidad y tracción indirecta se realizaron el mismo día que se ensayó el encepado.



Figura 3.28 Rotura de probeta a compresión, realizadas antes de los ensayos.

Los resultados de los ensayos hechos a las probetas dieron como resultado una resistencia a compresión $F'_c=35$ Mpa aproximadamente, en el ensayo de módulo de elasticidad $E=29$ Mpa aproximado y en el ensayo brasileño (Tracción indirecta) 3.5 Mpa

4. Resultados Experimentales

4.1 Introducción

En este capítulo se muestran los resultados experimentales del ensayo en fase de servicio y rotura realizados a los encepados. En esto se resultado se pretende observar el comportamiento de regiones D y, posteriormente, realizar una comparación con los resultados arrojados mediante la utilización del programa SATlab. En primer lugar se presenta los resultados en la fase de servicio y a continuación los en la fase de rotura.

4.2 Fase de carga1

En esta fase de carga se somete el espécimen a una carga de 750 kN ,donde, simulamos una carga de servicio, esto se realiza mediante una barra de tesado. En las Figura 4.1 se muestran a modo de esquema la ubicación y el color de las galgas, con el cual serán representados en las gráficas de los encepados AB0_0, AB1_1, AB1_2 RC0_1, RC1_1, RC1_2, RAC0_1, RAC1_1, RAC1_2.

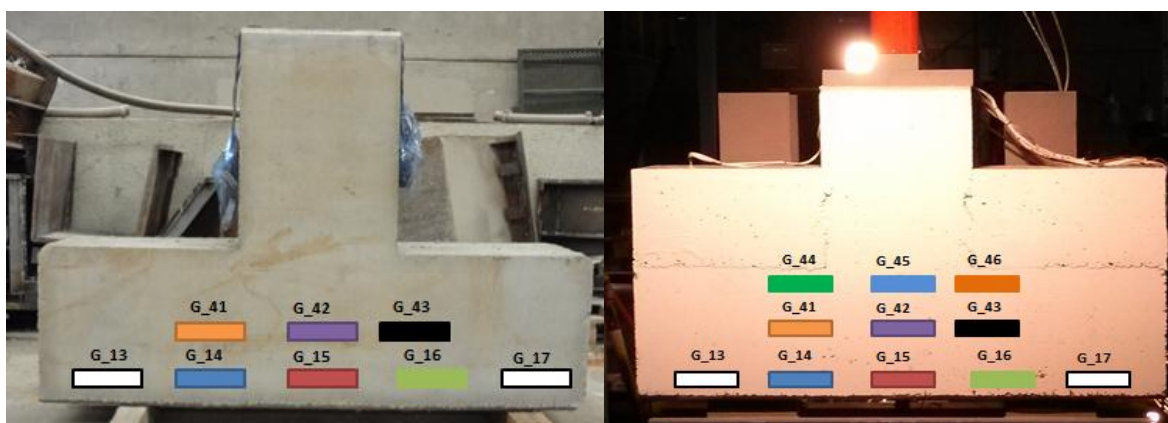
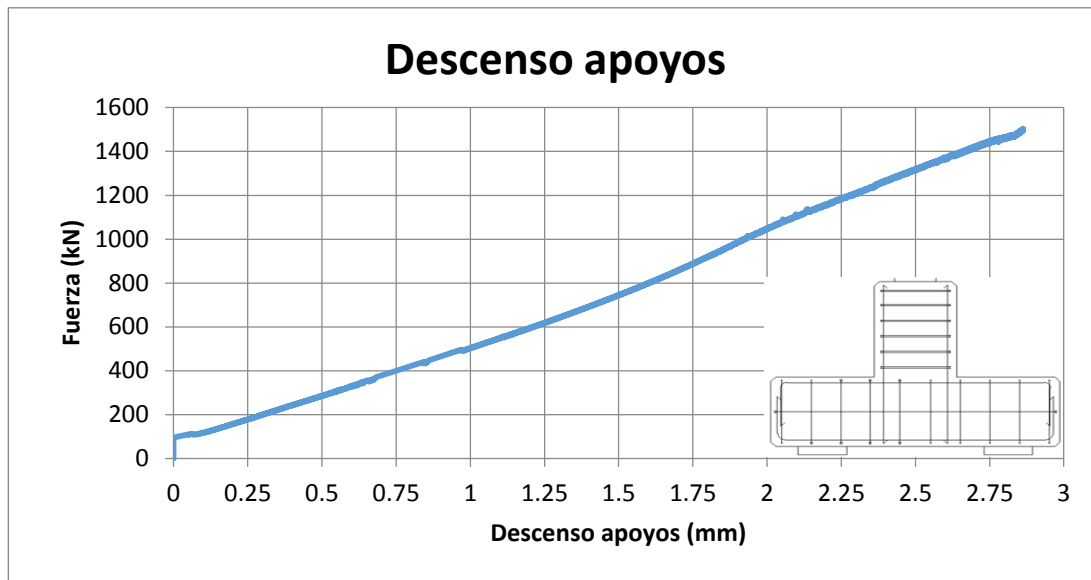


Figura 4.1 Esquema de ubicación Encepado AB (Izquierda), RC (Derecha), Galgas Encepado Galgas G_13- G_17, G_41 – G_42.

En la Gráfica 4.1 se puede observar que la recta comienza en el punto donde la carga es de 98 kN, luego de pasar este punto se aprecia una pendiente constante, esto da una idea del reacomodo de los apoyos.



Gráfica 4.1 Descenso Apoyos Encepado AB0_0,

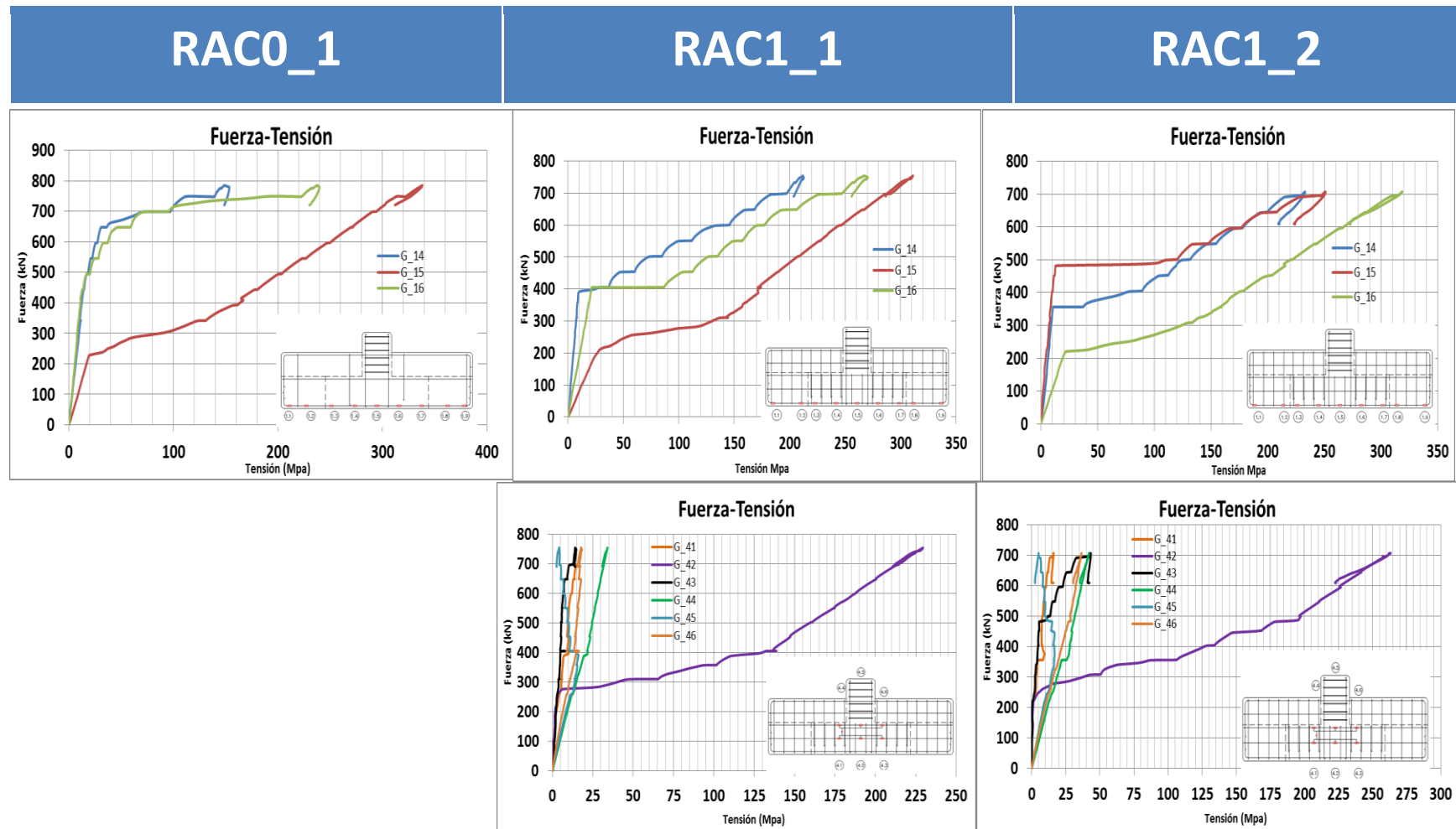
En el Gráficos 4.2 se aprecia el punto donde la pieza fisura y empieza a trabajar el tirante principal (250 kN). Aquí la Galga G_15 ubicada en la parte inferior central posee tensión 60 Mpa., tensión que comienza en el centro se extiende hacia los apoyo a medida que aumenta la carga.

A la carga 700 kN el tirante inferior se encuentra bajo tracción desde el centro a los apoyos, esto para la pieza RC (recrecido canto), donde la G_15 tiene una tensión de 285 Mpa en el espécimen que posee arm. Secundaria y 305 Mpa en el que no.

Podemos apreciar que en la galga G_15 y las G_14, G_16 hay una diferencia de tensión, lo que nos lleva a pensar que según la idealización mediante esquema de bielas y tirante, la biela pasa entre estos dos puntos este detalle lo explicaremos mejor en el capítulo 6.

En el Grafico 4.3 mostramos el encepado RAC, aquí podemos apreciar un comportamiento similar al de RC. Ya que al no estar funcionando los apoyos laterales del recrecido, no distinguimos diferencia con respecto al RC, este espécimen se llevó a una carga de 750 kN.



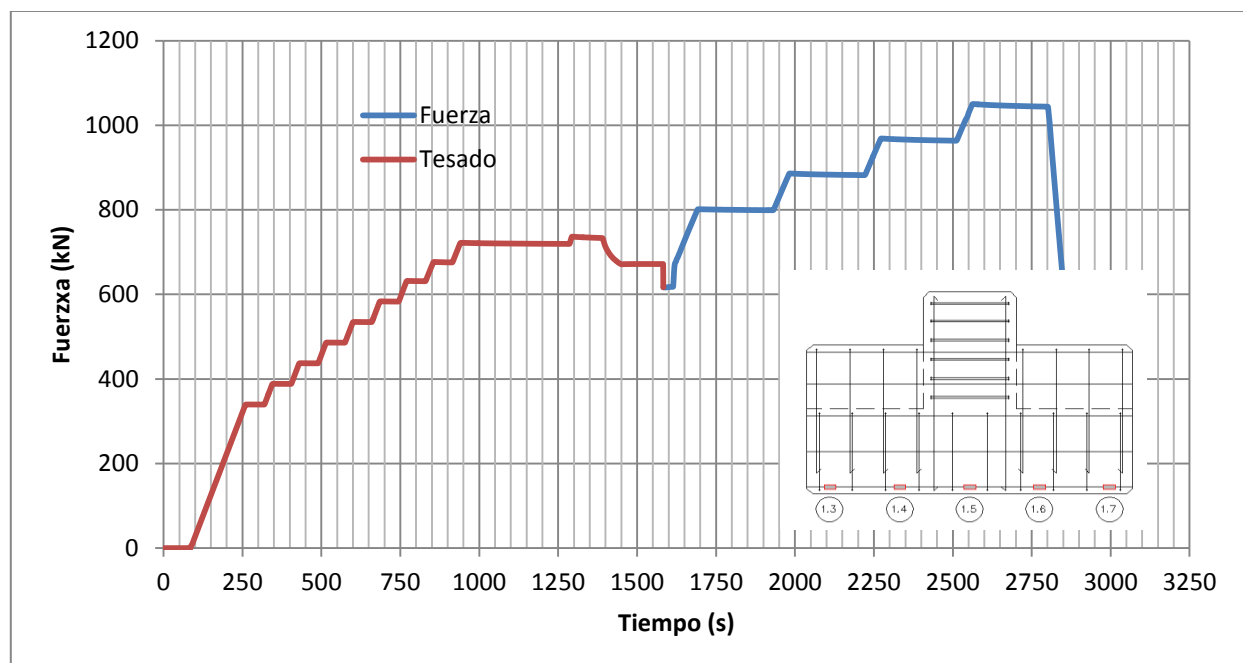


Grafica 4.3 Comparación de graficas Encepa RAC Fase Carga 1, galgas G_14-G_16 y G_41- G_4, RAC0, RAC0_1 No posee Arm. Secundaria

4.3 Fase de cargas 2

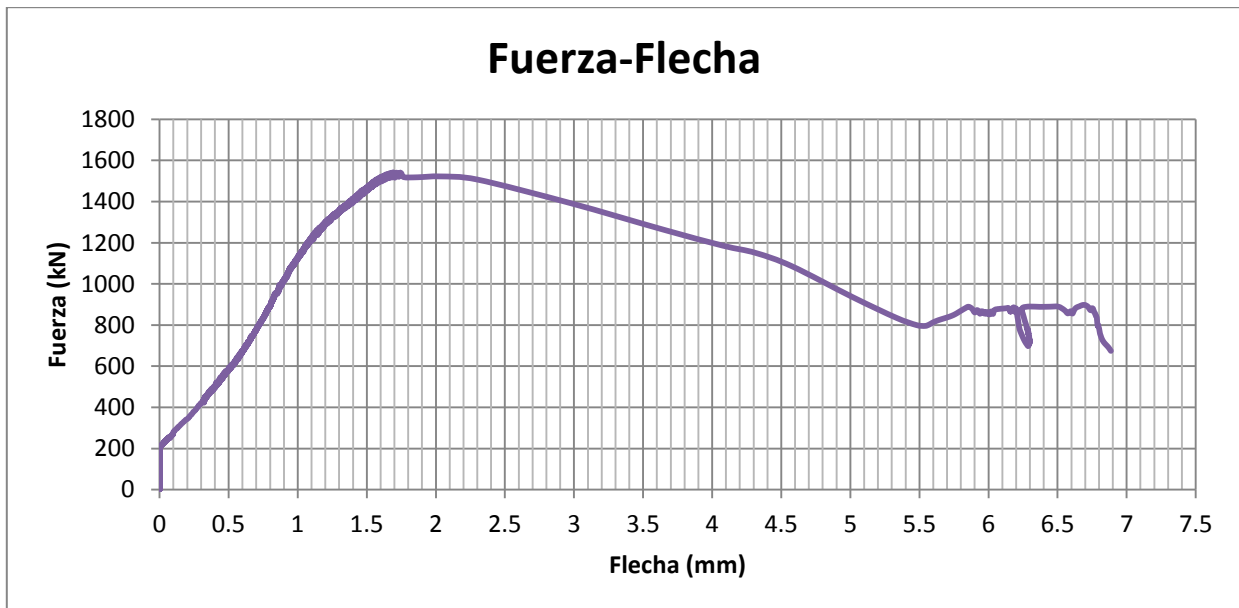
La fase 2 se realizó primero por control de fuerza hasta llegar a 1000 kN, simulando un estado de servicio, igualmente se verifica funcionamiento de todo el sistema (galgas, gatos, potenciómetros etc). La rotura de la pieza se realizó por control de desplazamiento.

En la Grafica 4.4 se muestra la curva carga tiempo, la línea roja describe la fase de carga 1 y la línea azul la fase de carga 2 (control de fuerza) para luego hacer el ensayo a rotura de la pieza (control de desplazamiento).



Grafica 4.4 Carga Vs tiempo en la fase 1 tesado y fase 2 pre-carga 1000kN RAC1_2.

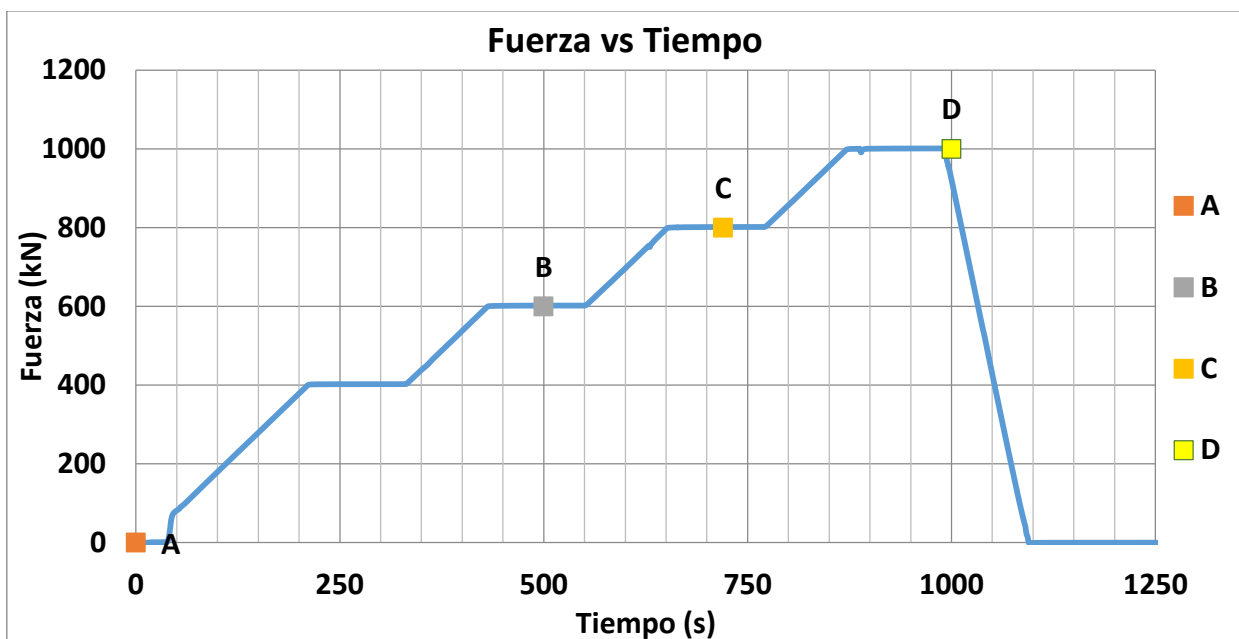
En la gráfica 4.5 vemos la curva fuerza-flecha desde el inicio del ensayo hasta la rotura de la pieza, a una carga de 1500kN la flecha máxima es de 1.6 mm,



Grafica 4.5 Flecha Encepado AB0_0, flecha de 1.6mm aprox.

En el encepado AB1_1 con armadura secundaria, la flecha en el punto de rotura es 1.37 mm aproximadamente mucho menor que en el otro encepado (AB00).

En la Grafica 4.6 se muestra la curva carga-tiempo del encepado AB1_1 y en la Figura 4.3 mostramos fotos tomadas durante este ensayo, de esta manera podemos ver la evolución de las fisuras a media que aumento de la carga.



Grafica 4.6 Carga vs Tiempo Encepado AB1_1, leyenda fotos (A-E)

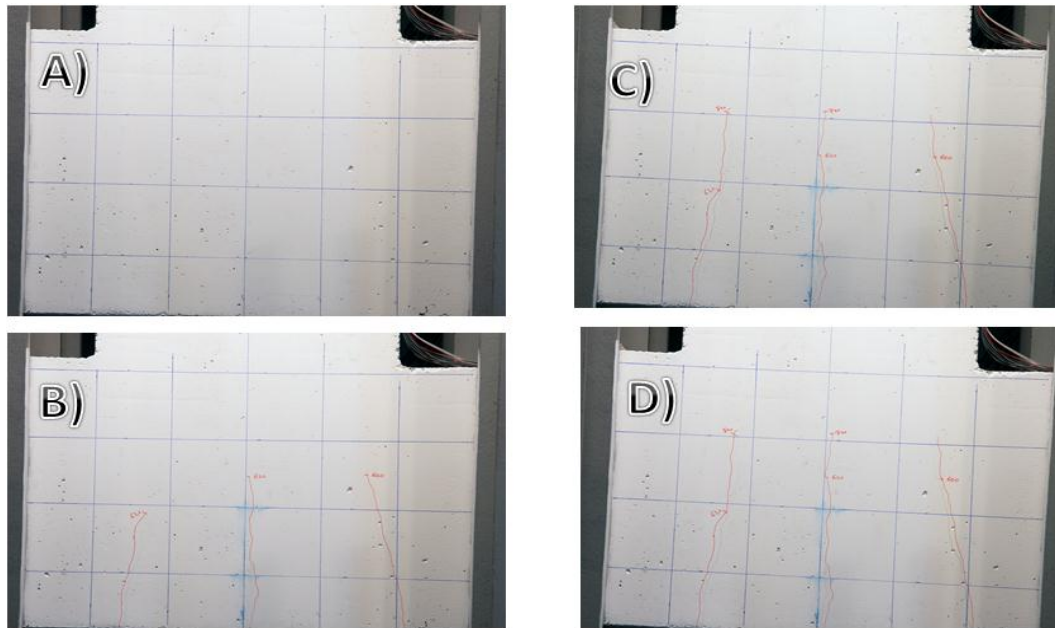
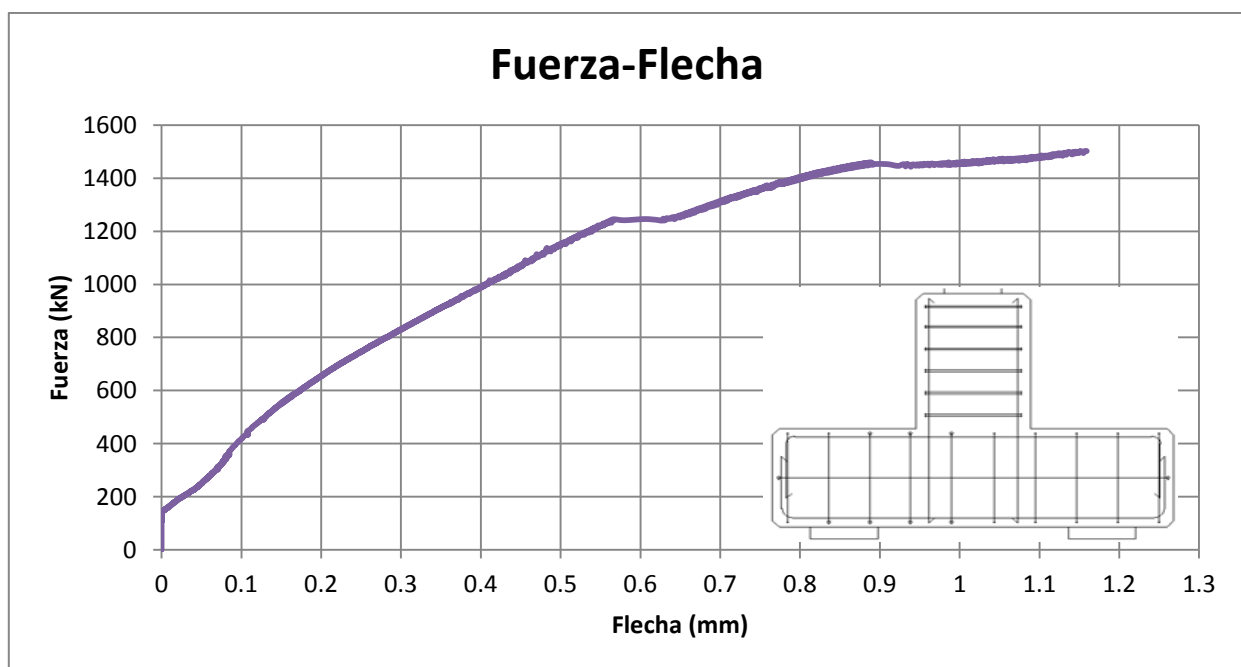


Figura 4.2 Fotos progresivas Encepado AB1_1, con armadura secundaria



Grafica 4.7 Flecha del encepado durante el ensayo.

En la Gráfica 4.7 anterior se observa, que la recta comienza en el punto donde la carga es de 98 kN, inmediatamente de pasar este punto se ve que la recta tiene pendiente constante, la flecha alcanzada para la pieza con Arm. Secundaria es de 1.15 mm menos que la pieza que no posee Arm. Secundaria.

Finalmente llegamos a la rotura de las piezas donde se aprecia en la Figura 4.4 la rotura del AB0_0 esta se produjo en el nudo superior izquierdo, aquí la pieza no pudo resistir más y se produjo la rotura, en caso contrario la AB1_1, donde la pieza tenía armadura secundaria observamos que la rotura se produce en el nudo superior derecho; dicha pieza soporta tiempo considerable antes de la rotura. La diferencia de carga entra las dos piezas es muy mínima; la armadura secundaria aporta cierta ductilidad ante las cargas. La pieza sin armadura secundaria llegó a los 1501 kN y la otra llegó a unos 1530 kN esto se puede ver en la Gráfica 4.8.

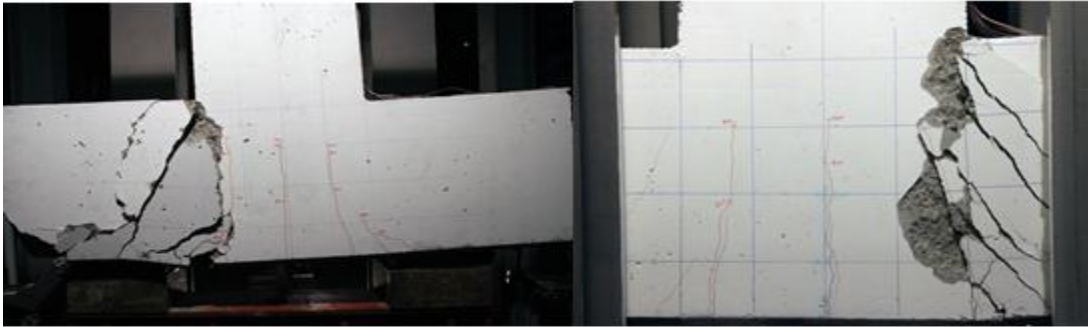


Figura 4.3 Foto de Roturas Encepados AB0_0, (NO Arm.Sec) derecha, Encepado AB1_1 (con Arm. Sec.) Izquierda

En las Gráfica 4.5 se muestra la evolución fuerza deformación, aquí se llegó a una carga de rotura de 1500 kN aprox., lo percibimos donde la carga no aumenta pero la deformación sigue aumentando además del cambio de brusco de pendiente. En la Figura 4.5 observamos una captura del SATlab a una carga de 1530 kN aquí se observa que tanto el tirante principal inferior donde están ubicadas las G_14, G_15, G_16 está totalmente plastificado hasta los apoyos, al igual que G_41, G_42 y G_43. Las máximas compresiones se encuentran en los nudos superiores

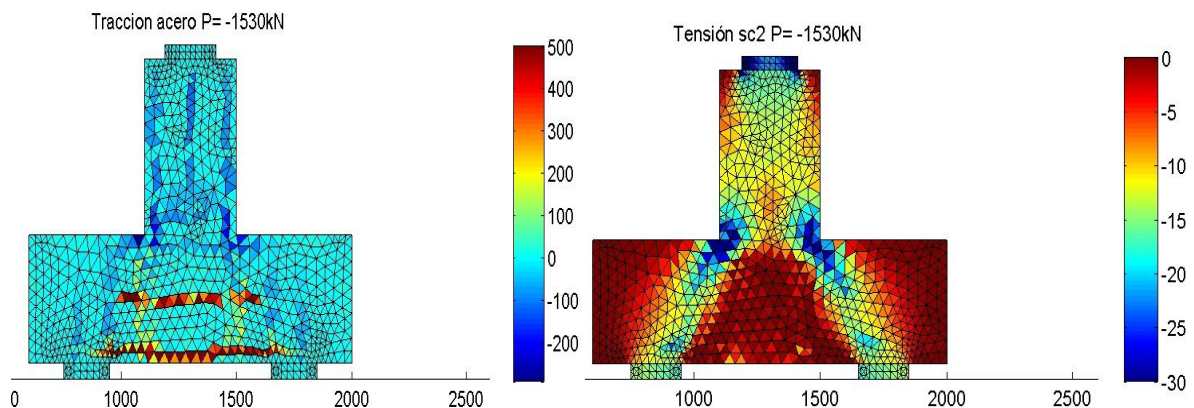
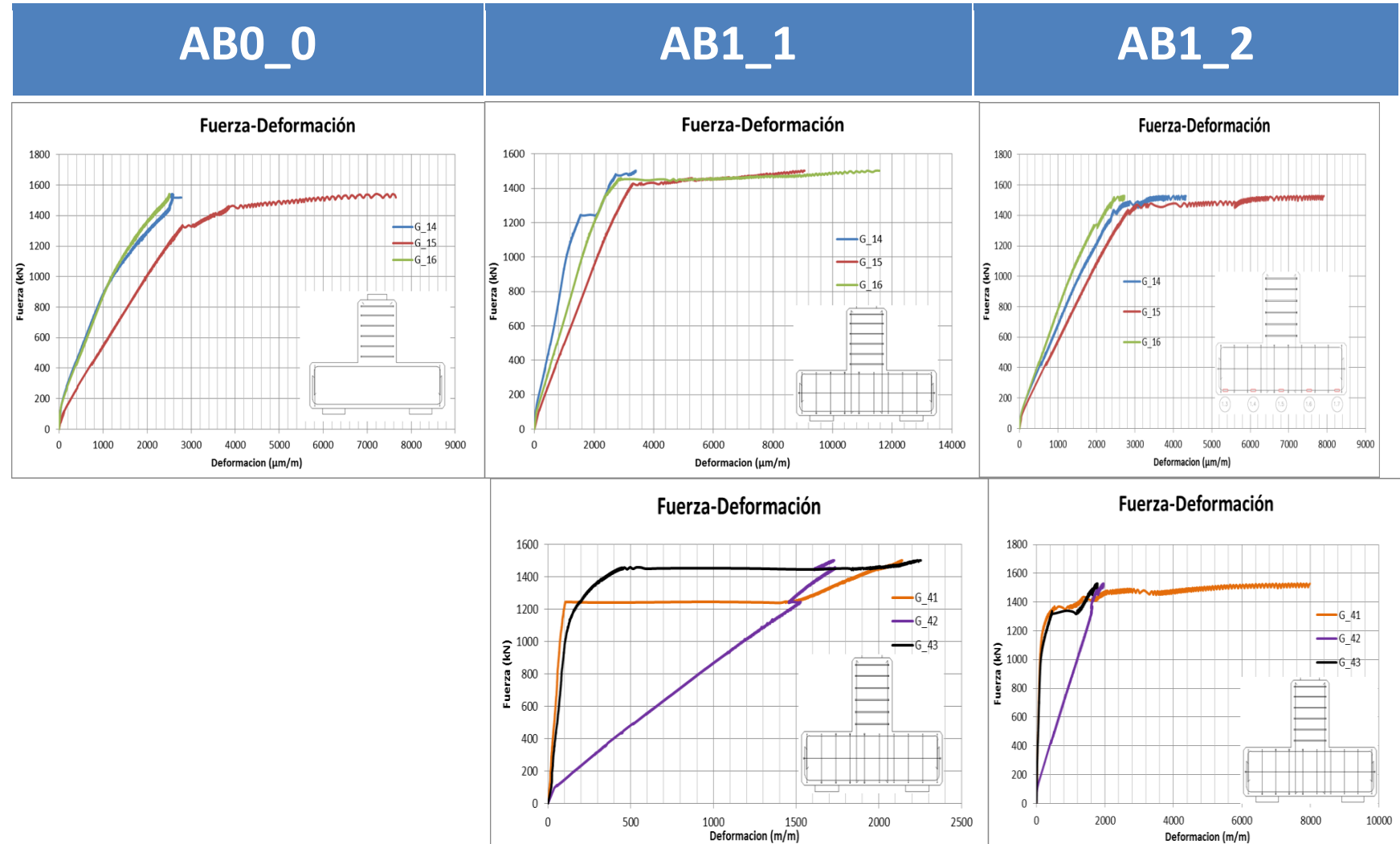
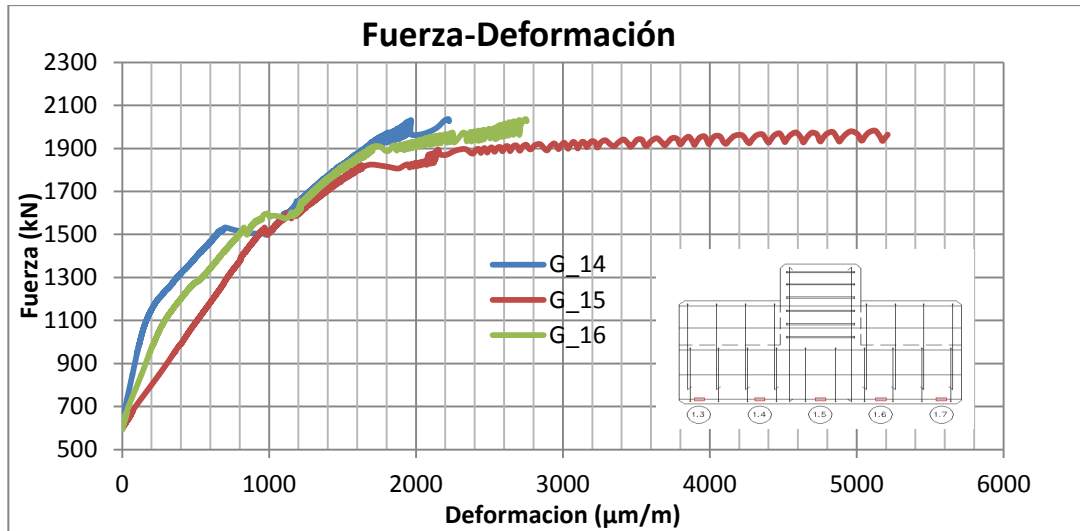


Figura 4.4 Captura SATlab pieza de referencia a una carga 1500 kN, izquierda tensión Arm., Derecha compresión Mpa.



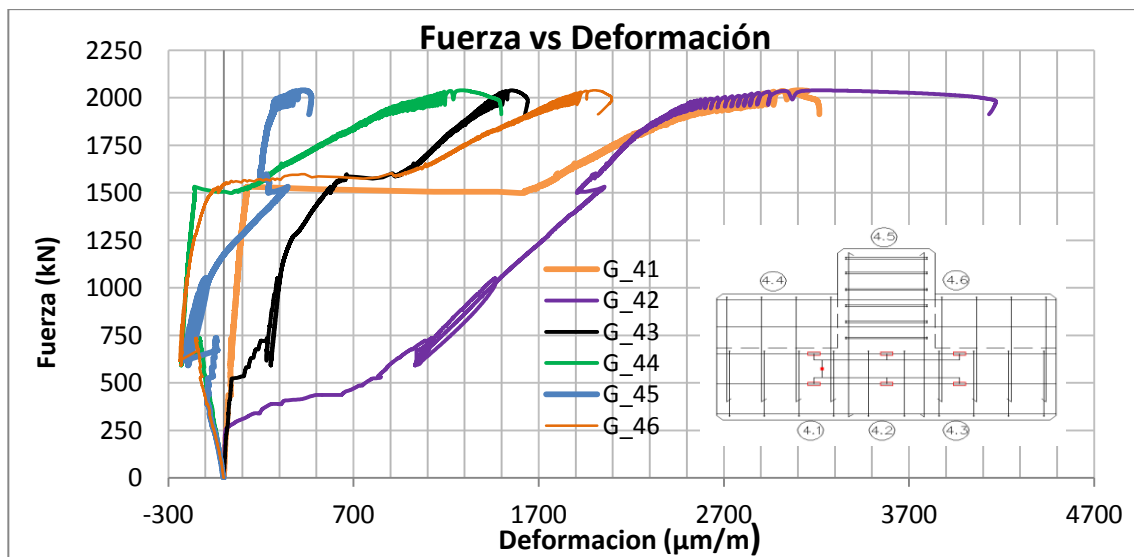
Grafica 4.8 Comparación de graficas Encepados AB Fase Carga 2(rotura), galgas G_14-G_16 y G_41- G_4, AB0_0 No posee Amr, Secundaria

En la Grafica 4.9 se muestra el ensayo RC1_2 donde vemos que alrededor de los 1500 kN hay un pequeño movimiento en G1_4, G1_5, G1_6, esto se debe a que la pieza original llego a su capacidad ultima y a partir de aquí se activa la estrategia de recrecio de canto, el tirante llega a estar plastificado hasta los apoyos.



Grafica 4.9 Encepado RC Fase Carga 2(rotura), galgas G_14-G_16 y G_41- G_4,

En la Grafica 4.10 se observa las, G_44, G_45, G_46 donde se aprecia que tienen un comportamiento a compresión hasta la carga de 1500 kN, luego pasan a estar traccionadas, a partir de aquí G_46 alcanza una deformación de orden de magnitud parecido a G_42, esto se da probablemente porque la fisura pasa por esta, como se aprecia en la Figura 4.6



Grafica 4.10 Encepado RC Fase Carga 2(rotura), galgas G_41-G_46,



Figura 4.5 Fisura encapeado RC1_2

La modelización RC en el SATlab se hizo en 2 etapas, debido a que el programa considera las juntas del recrecido como perfectas, lo que en la realidad la no se da. En la Figura 4.7 se puede ver la captura de este y percibimos que a un carga de 1960 kN la armadura del tirante principal esta plastificada con una tensión de 400 Mpa, y la armadura secundaria esta plastificada en el centro con una tensión de 350 Mpa;

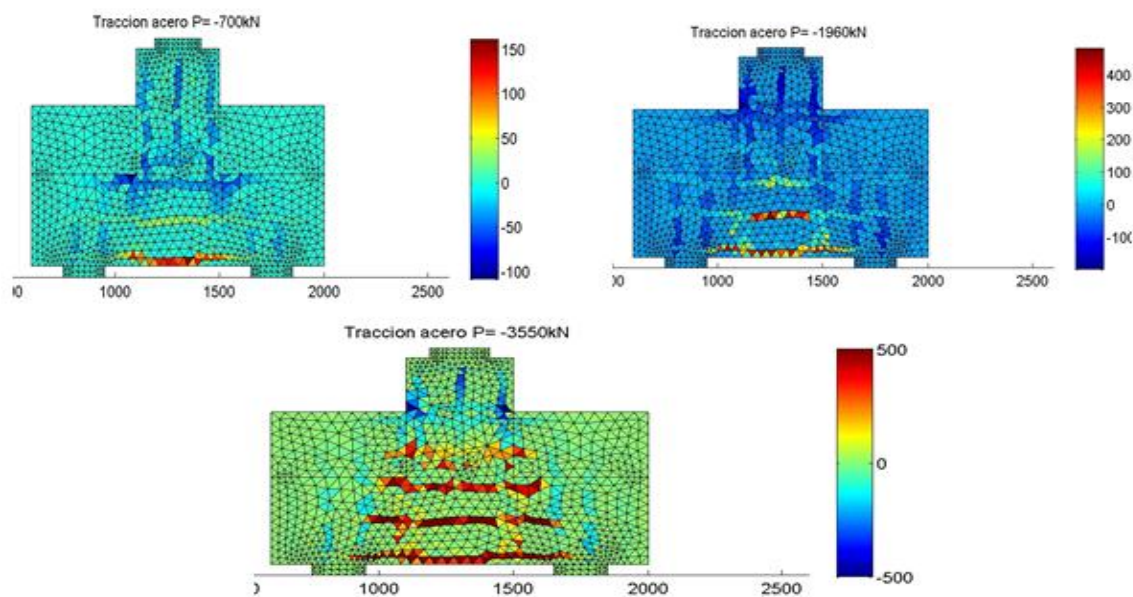


Figura 4.6 Captura SATlab RC a una carga de rotura, Tensión en las Armaduras

En la Figura 4.8 vemos las compresiones en el hormigón, simulando la trayectoria de las bielas, a 1600 kN se ve que la biela pasa por el nudo donde comienza el recrecido aquí la pieza original ya hubiera roto.

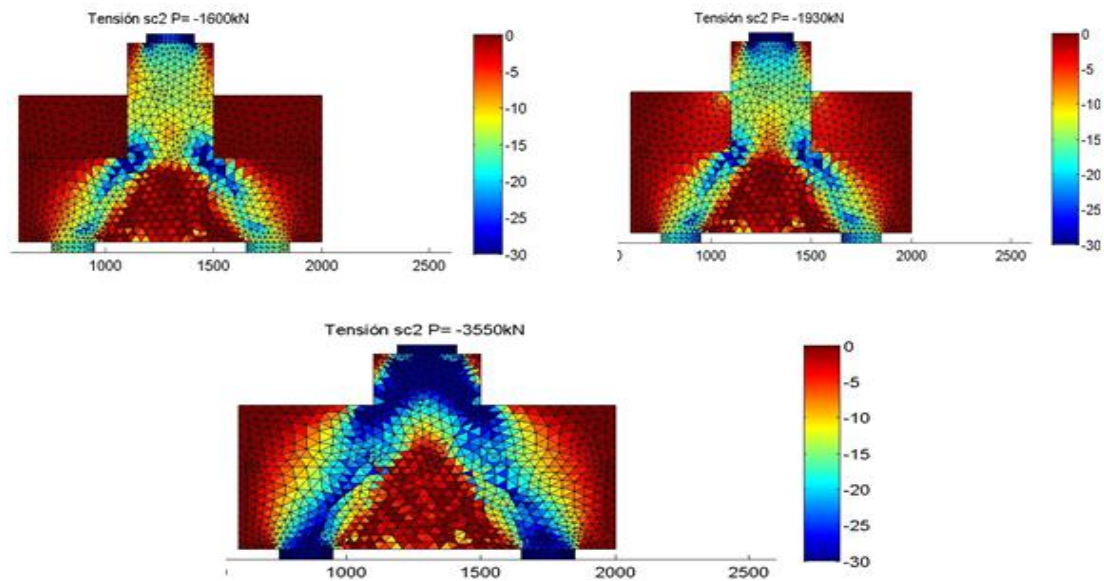
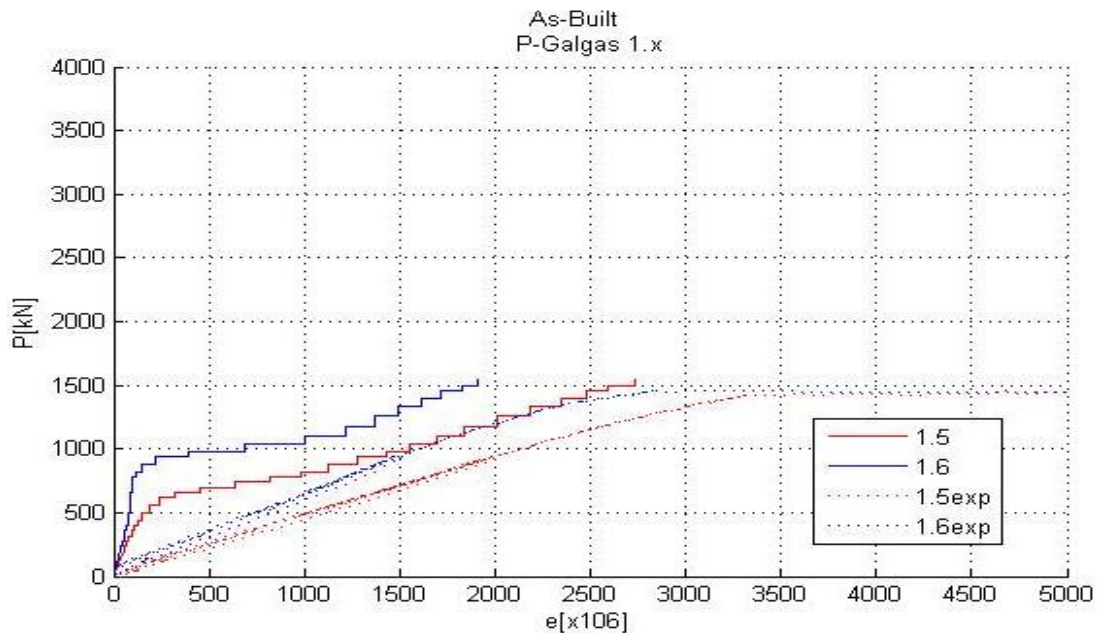


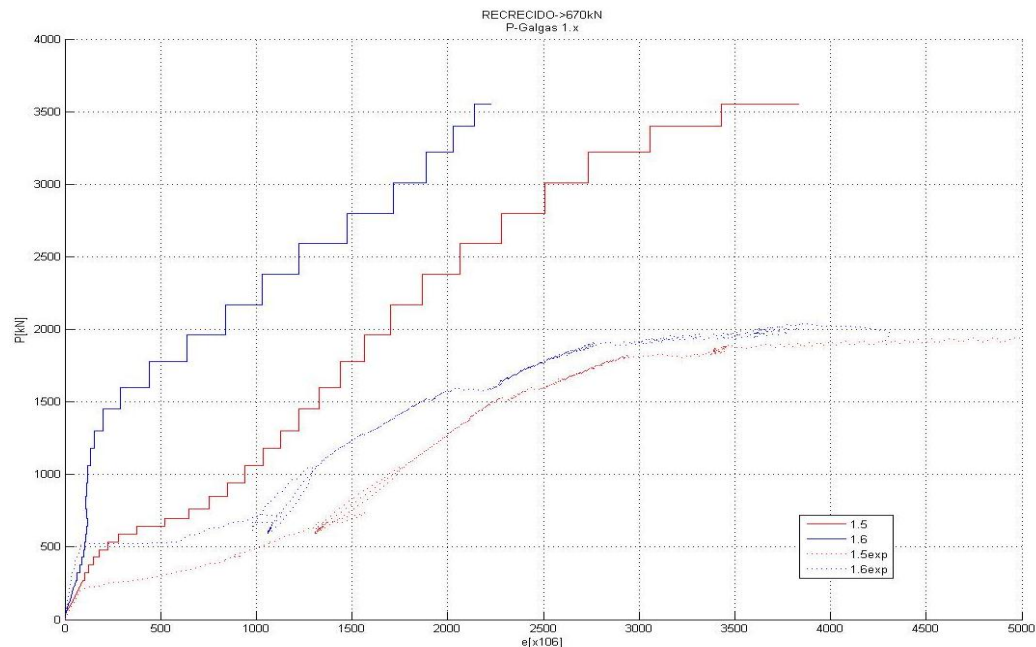
Figura 4.7 Captura SATlab RC a una carga de rotura, Tensión en las Armaduras

Se realizó un comparación de los resultados de laboratorio con los del SATlab de la pieza de referencia, como se observa en la Grafica 4.11, el modelo ajusta bastante bien esta a los resultados experimentales



Grafica 4.11 Captura SATlab RC, comparación el ensayo vs experimento, línea continua Satlab, línea Discontinua experimento

En lo que respecta al recrecido de canto Grafica 4.12 se modelizo este con la aportación de recrecido a los 670 kN, debido a que reproduce perfectamente el ensayo de laboratorio, se logra observar experimentalmente que la pieza resistia más que sin reforzar (hemos subido de 1500kN a unos 2000kN), pero no crece tanto al final como predice el modelo del programa, posiblemente se debe a la imperfección de la junta.



Grafica 4.12 Captura SATlab RC, comparación el ensayo vs experimento, línea continua Satlab, línea Discontinua experimento

No se pudo llegar a la rotura del espécimen RC1_2 (recrecido de canto) ya que el pilar fallo y por ende el ensayo se detuvo como se muestra en la Figura 4.9.



Figura 4.8 Rotura pilar encepado RC1_2

5. Simulación numérica

La simulación numérica se realizó con el programa SATLAB creado en la UPC, es un modelo de elementos finitos desarrollado para el análisis local de regiones D en estructuras con la necesidad de ser reparadas o reforzadas (Bairán, Marí, Alberca, 2012) (Menduiña Montero, Bairan Garcia, & Marí Bernat, 2014). (Bairan Garcia, Mari Bernat, & Alberca, 2012) Las características principales de modelo son las siguientes:

- Es un modelo de elementos finitos tipo membrana con capacidad para el análisis de regiones D por etapas, siendo posible la inclusión o eliminación de elementos nuevos, cargas y apoyos.
- Las armaduras se consideran distribuida en los elementos de hormigón.
- Se trata de un modelo de fisuración distribuida y rotacional alrededor del elemento.
- La ecuación constitutiva en tracción considera la influencia del tamaño de malla mediante la energía de fractura del hormigón.
- El anclaje imperfecto de las armaduras se tiene en consideración reduciendo el área eficaz de armadura en función de la distancia al punto de corte y la longitud de anclaje.

Se ha utilizado SATLAB como laboratorio virtual para el estudio y dimensionamiento de los encepados descritos en el capítulo 3. Donde se tomó el encepado de referencia AB y se llevó hasta una carga inicial de 700 kN, a partir de ese instante se aumenta la carga a rotura sobre el espécimen de referencia, luego se evalúan los diferentes recrecidos, reforzada por recrecido a lo ancho (RA), en canto (RC) o ancho y canto (RAC).

En el encepado AB (Figura 5.1) la tensión en las armadura es de aproximadamente 250- 300 Mpa bajo la carga de servicio, en este punto las fisuras están alrededor de los 0.2- 0.3 mm.

También se muestra progresivamente el ensayo, donde al incrementar la carga se alcanza la plastificación del tirante principal ubicado en la parte inferior central del encepado luego esta progresa hacia los apoyos, la fisuración progresa en la dirección de la biela hasta que alcanza el nudo superior, instante en el cual el encepado es incapaz de resistir mayor carga.

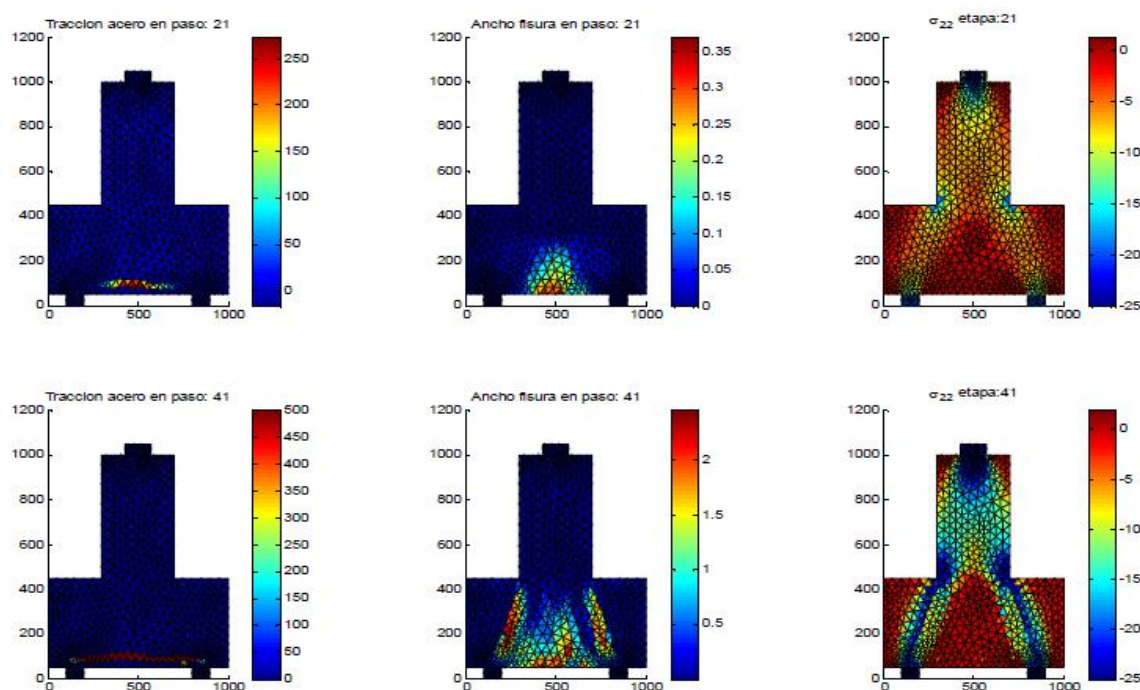


Figura 5.1 Tensión Armadura tirante principal, ancho de fisura y tensión principal de compresión del hormigón en el encepado de referencia AB (Meduiña Montero et al, 2014)

En el caso en el cual la capacidad de los pilotes no es limitante, la mejor estrategia de refuerzo es el recredido por canto del encepado (RC), en la Figura 5.6 se muestra el ensayo de este encepado, donde podemos apreciar que a medida que el ángulo de las bielas aumenta la sollicitación del tirante principal inferior disminuye y a su vez limita la progresión de la fisura.

Luego la primera plastificación del tirante inferior, la carga todavía puede incrementarse en más de un 100% hasta alcanzar una carga de rotura prácticamente un 240% de la de referencia.

La rotura no se produce en el instante de plastificación del tirante inferior sino cuando la fisuración progresa hasta alcanzar el nudo superior comprimido del encepado.

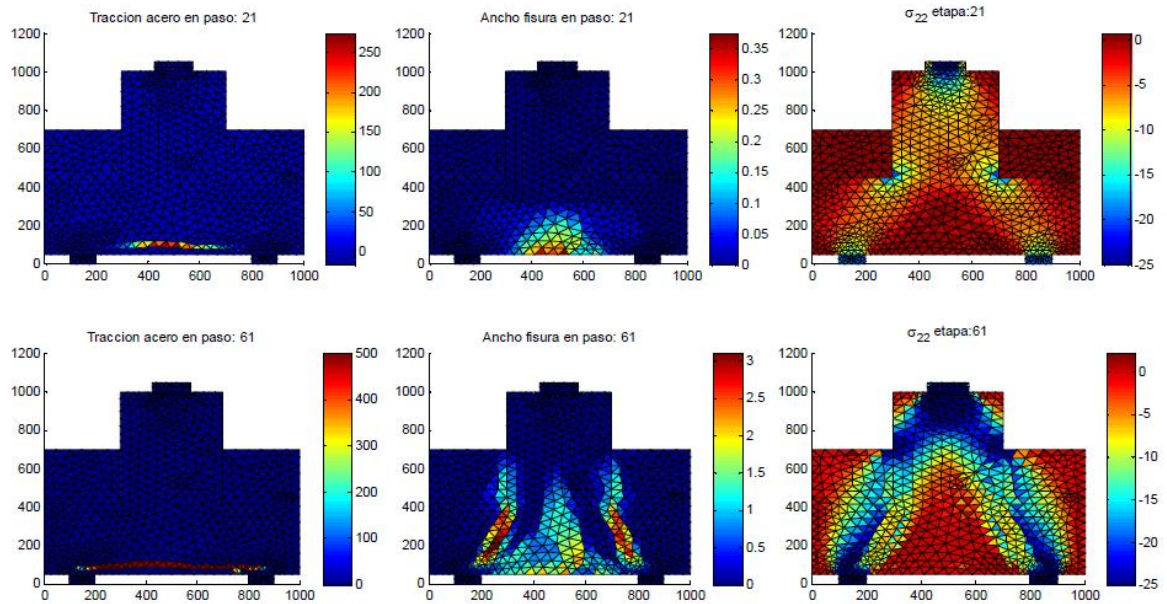


Figura 5.2 Tensión Armadura tirante principal, ancho de fisura y tensión principal de compresión del hormigón en el encepado de recrecido Canto RC (inferior) (Meduiña Montero et al, 2014)

En el caso en el que la capacidad de los pilotes es insuficiente se recomienda de recrecido por ensanchamiento lateral (RA), a partir del instante en que se añaden los pilotes laterales se incrementa rápidamente la tensión en el tirante inferior de acero.

La plastificación del tirante se inicia en el punto central y progresa hacia los apoyos. Desde el instante de la primera plastificación del tirante, el encepado todavía es capaz de incrementar aproximadamente un 40% la carga hasta que finalmente la fisuración alcanza el nudo comprimido y la pieza no es capaz de resistir más carga.

La carga final resistida, no obstante, es menor que en la estructura de referencia debido al mayor brazo de los apoyos exteriores que provoca mayor tracción en la armadura inferior ver Figura 5.3

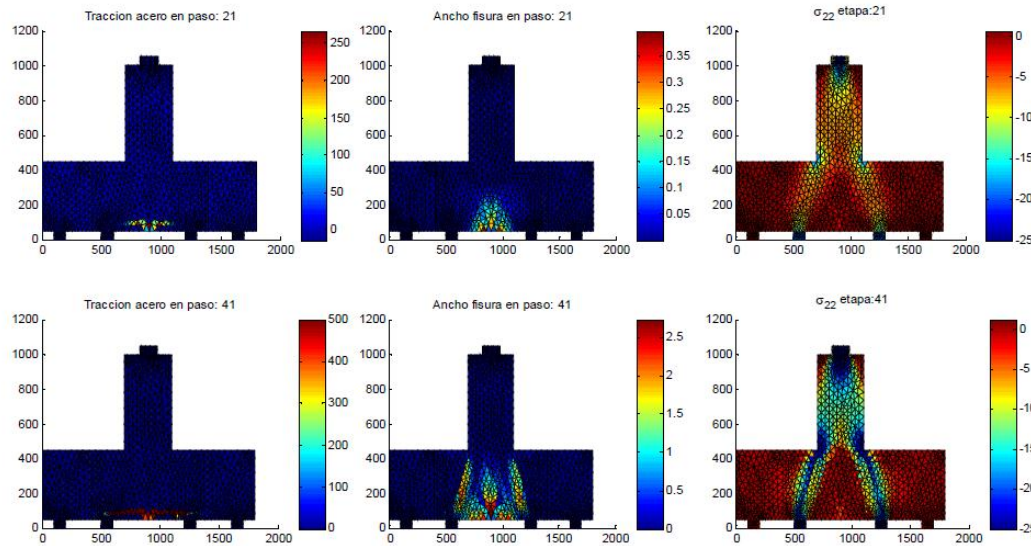


Figura 5.3 Tensión Armadura tirante principal, ancho de fisura y tensión principal de compresión del hormigón en el encepado de recrido ancho RA (Meduiña Montero et al, 2014)

Ante la necesidad de incrementar el número de pilotes, la estrategia de refuerzo más recomendable es el recrido en ancho y canto (RAC). Esta estrategia lleva a que las bielas sean más verticales por lo que aumenta la capacidad del encepado hasta un 40% con respecto al encepado de referencia.

Tras la carga de primera plastificación del tirante principal, el nivel de carga puede incrementarse hasta en un 100% hasta que la fisura llega al nudo superior donde al momento de agotar rompe. En la Figura 5.4 se puede apreciar dicha estrategia.

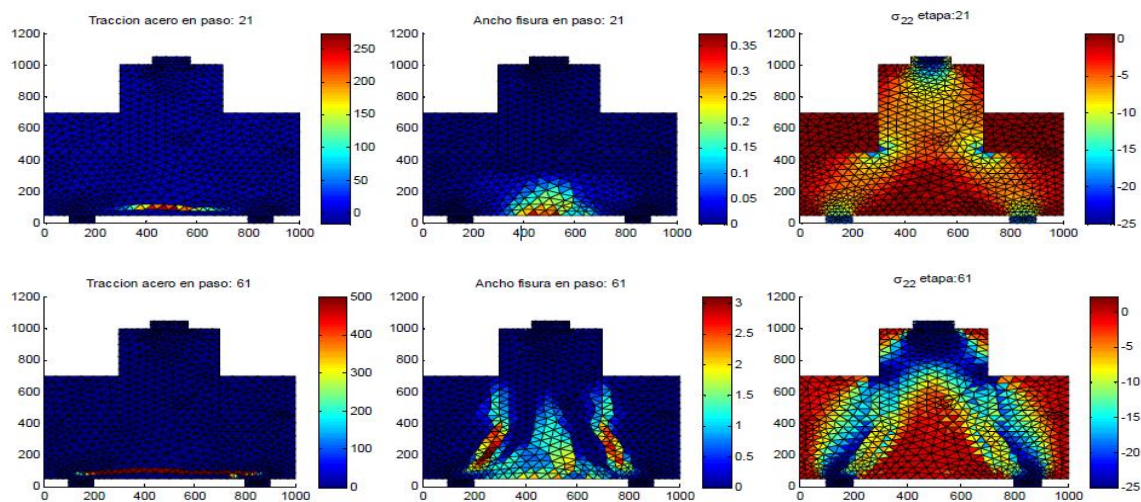


Figura 5.4 Tensión Armadura tirante principal, ancho de fisura y tensión principal de compresión del hormigón en el encepado de recrido Ancho y canto (Meduiña Montero et al, 2014)

6. Análisis del ensayo mediante el “Método de Bielas y Tirantes” y recomendaciones de proyecto

Creemos un modelo simplificado de bielas y tirantes, el cual nos explica las fases intermedias de servicio y rotura, partiendo de los resultados experimentales.. Durante la fase de servicio el tirante principal no plastifica por completo sino que en el centro y cerca de los apoyos las tensiones son desiguales, para que produzca esto, asumimos un esquema de ByT con un tirante de hormigón (T_h) que se ubicado entre T_2 y T_1 (Figura 6.1) que levanta la carga para llevandola al apoyo por medio de B_1 , añadimos un tirante secundario T_3 (armadura secundaria y tirante de hormigón). En la Figura 6.1 se muestra el esquema propuesto en para el encepado de referencia AB.

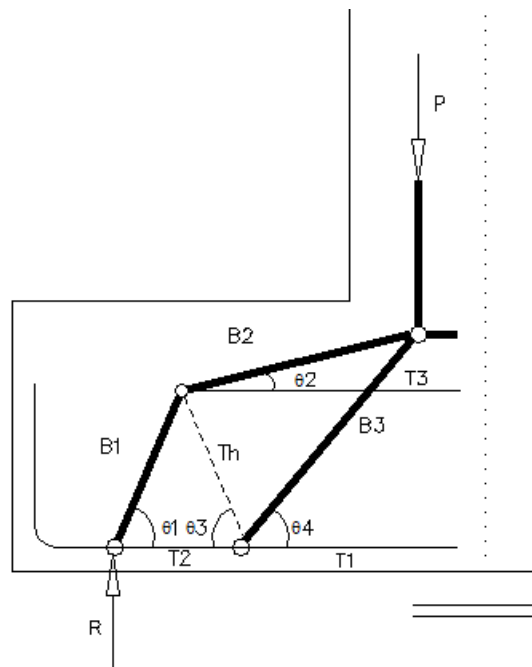


Figura 6.1 Esquema ByT propuesto para ene el encepado de referencia AB y RC.

Podemos ver en las Figuras 6.2-6.4 el esquema de bielas y tirantes es variable para las cargas impuestas en el ensayo. El punto donde se unen las bielas 2 y 3 está

en una posición de $0.5d-0.8d$ durante las cargas de servicios, ya al momento de llegar a la rotura este punto sube hasta los $0.85d$ esto para AB0_0.

Se aprecia que el Th aporta a levantar la carga y transmitirla al apoyo. El θ_2 aumenta buscando la verticalidad de la carga y así igualarse a θ_1 , para llegar a que las B1 Y B2 coincidan en el mismo plano y así transmitir la carga más directa al apoyo.

En la Figura 6.2-6.-6.4 podemos observar que luego de la carga de servicio ($R=350$ kN), θ_4 deja de ser interesante porque está fisurado, aquí la carga empieza a transmitirse mucho más por B2 y B1, que por B3. El tirante Th del hormigón a partir de cierta carga supera la F_{ct} pero de igual manera sigue aportando al sistema.

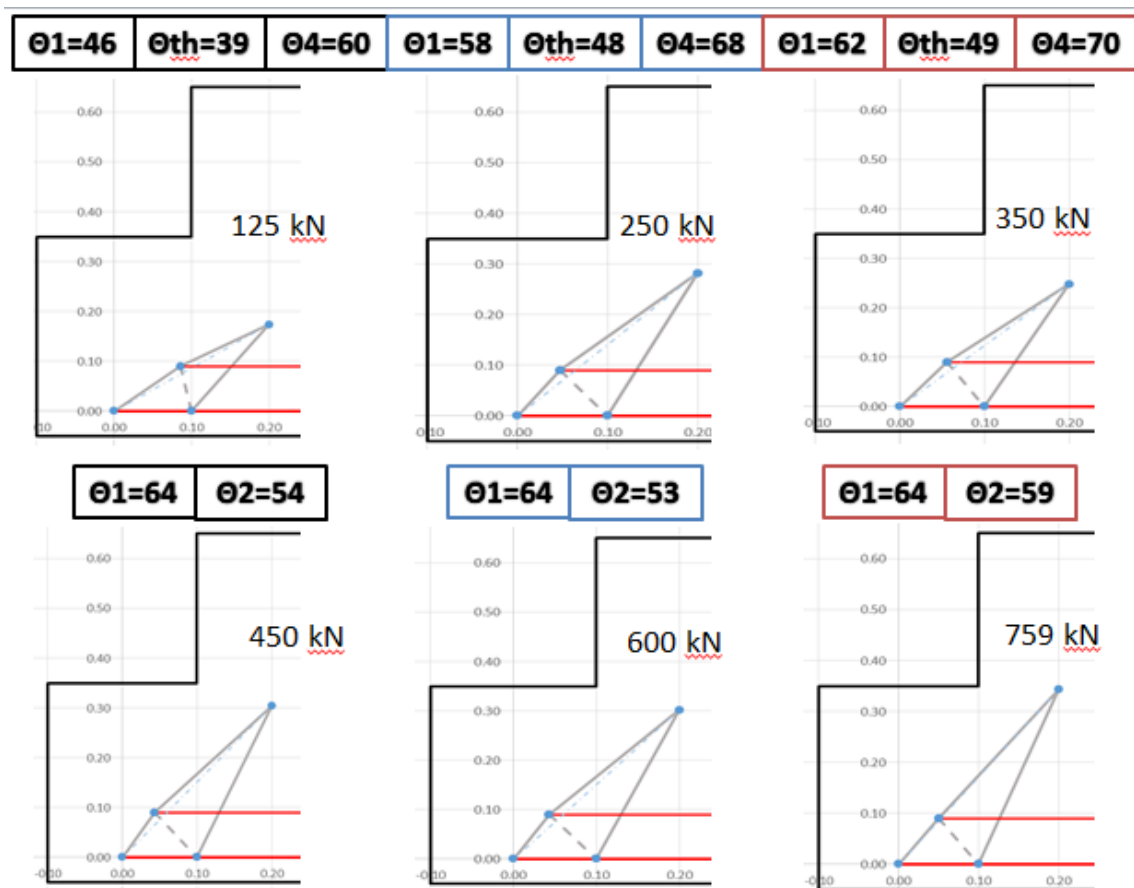


Figura 6.2 Evolución del esquema de ByT, Encepado AB0_0

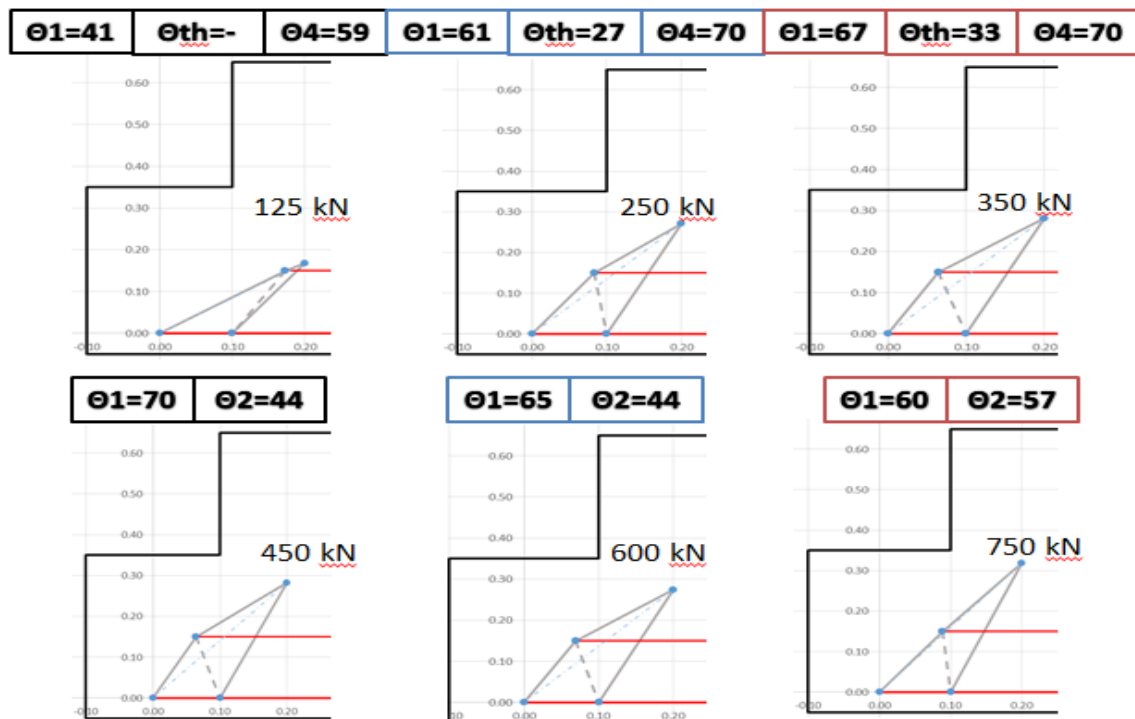


Figura 6.3 Evolución del esquema de ByT, encepado AB1_1

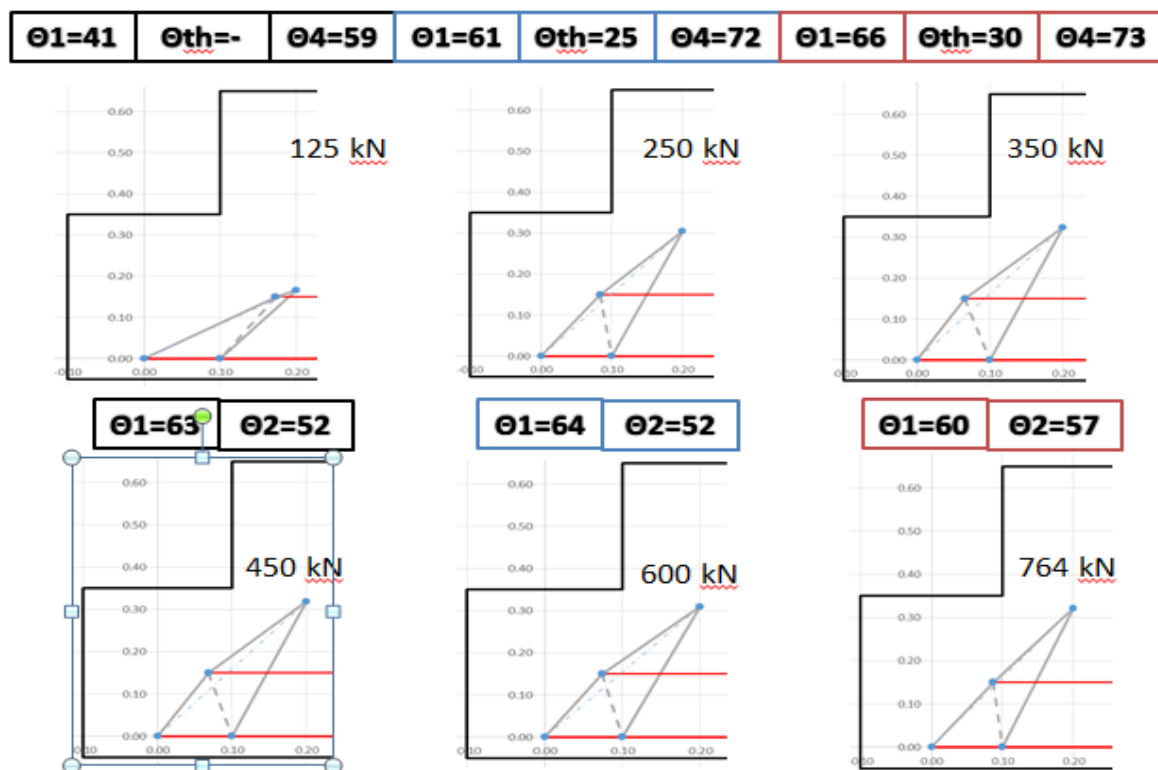


Figura 6.4 Evolución del esquema de ByT, encepado AB1_2

Con la Figura 6.5 identificamos que a partir de $R=500$ kN el giro obtenido por B2 pasa por la junta del recrecido, activando la estrategia de recrecido. La posición del nudo que une las bielas 2 y 3 está a una posición de $0.8d$ bajo carga de servicio, bajo la carga de rotura del encepado original $1.10d$ y bajo la carga última (2020 kN) en el ensayo $1.2 d$, ya en este punto el espesor de la biela atraviesa gran parte del recrecido de canto.

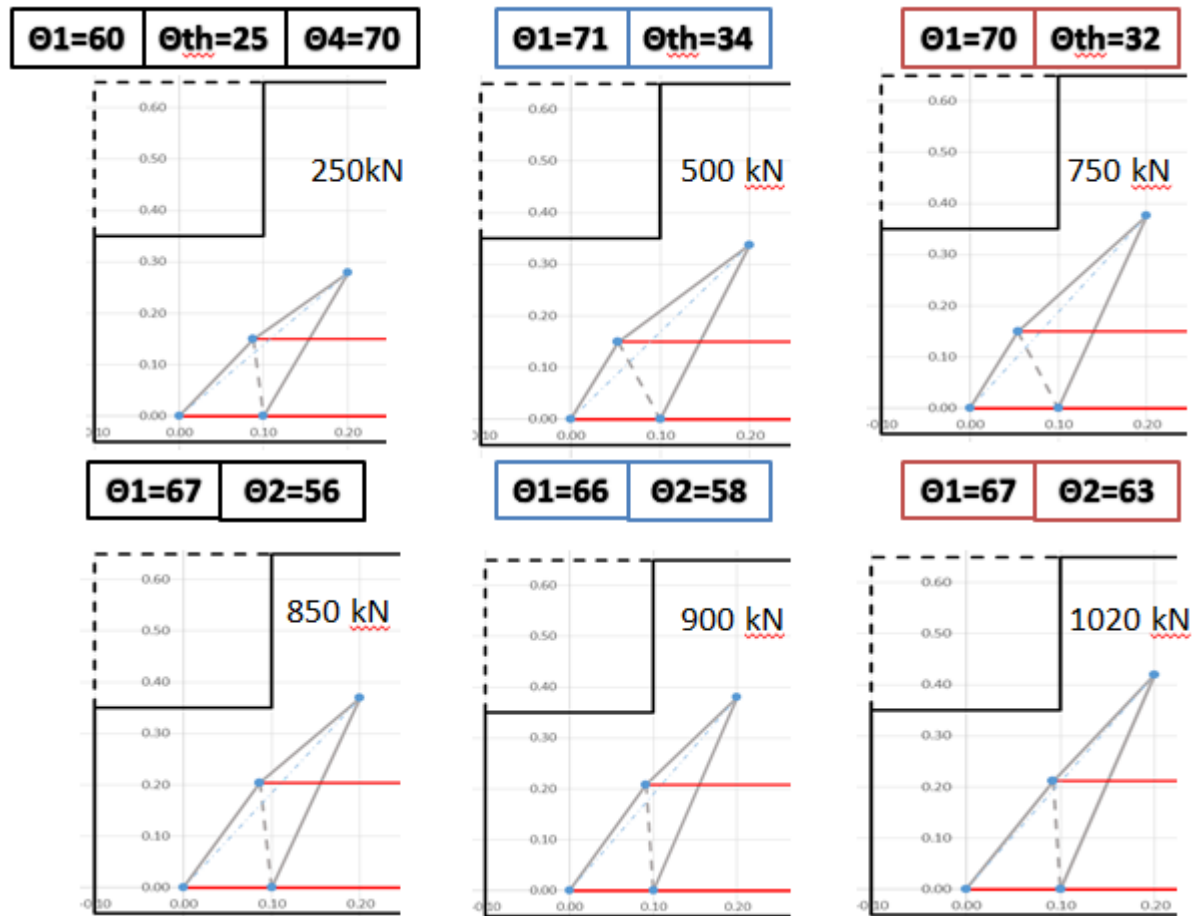


Figura 6.5 Evolución del esquema de ByT, encepado RC1_2

Como recomendación podemos aportar que el esquema de bielas y tirante usado posiblemente no es el más adecuado para las mediciones tomadas, por lo que en la Figura 6.6 mostramos el modelo de bielas y tirante mejorado. Con el método de ByT se diseñó el encepado de referencia para una carga de 700 kN y al final este logro soportar una carga de 1500 kN. Por esto analizando el ensayo, con ByT se explica de manera realista la capacidad de la resistencia última del elemento.

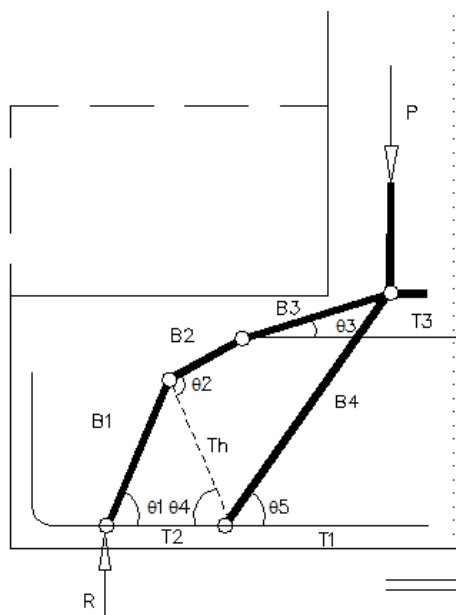


Figura 6.6 Esquema de bielas y tirante mejorado

7. Conclusiones

Durante la primera etapa de la presente tesina, se recopiló información sobre las regiones “D” y el método de bielas y tirantes. Posterior a esto se llevó a cabo una campaña experimental para el estudio de encepados de pilotes con diferentes recrecidos: canto, ancho y ancho-canto. Esta campaña estuvo compuesta por 12 encepados, de los cuales un total de 4 se llevaron a la rotura. Se analizaron los datos obtenidos de estos elementos, se compararon con la simulación numérica y se creó un modelo de ByT el cual nos explica las fases intermedia de servicio y rotura.

Tras los estudios realizados, las principales conclusiones derivadas de esta investigación son:

- El método de bielas y tirantes puede ser muy conservador para los esquemas más simples. El pre dimensionamiento de los elementos se realizó con un esquema simple y, en comparación con los resultados experimentales y la simulación numérica, se obtuvieron cargas de rotura de aproximadamente el doble que lo indicado por el método de bielas y tirantes sencillo.
- La predicción del método de bielas y tirantes se puede mejorar con modelos más complejos. En esta tesina se realizó un retroanálisis de los resultados experimentales para ajustar esquemas de bielas y tirantes que reprodujeran la respuesta.
- El uso de modelos de bielas y tirantes en servicio requiere asumir la presencia de ciertos tirantes de hormigón para reproducir la respuesta observada. A partir de un cierto nivel de carga, los tirantes de hormigón van fisurando, por lo que su uso en modelos de diseño requieren la definición de las condiciones para que éstos puedan usarse de forma segura en los modelos.
- Mediante el análisis y modelización por el método de bielas y tirantes podemos observar que bajo carga de servicio (700 kN) el esquema ByT es variable, en este punto biela se encuentra a una altura de 0.8 d y a media que aumenta la carga las bielas se vuelven más verticales, lo cual ayuda a que el tirante adquiera menos esfuerzos. También notamos que existe una gran contribución

del hormigón a la resistencia a tracción lo que ayuda a que la carga llegue al apoyo modificando el modelo inicial usado en el dimensionamiento de lo encepado usado en el ensayo.

- La inclusión de armadura secundaria no aporta, en general, un aumento de significativo de la capacidad de carga de los elementos, representando, en las piezas ensayadas, un aumento de la carga de 3%. Sin embargo, su presencia incide notablemente en la ductilidad del elemento, alcanzándose desplazamientos de rotura mayores cuando ésta presente.
- La rotura no se produce en el instante de la plastificación de tirante inferior, sino que la fisura sube desde los apoyos hasta el nudo superior, donde al momento de penetrarlo rompe.
- El modelo numérico de elementos finitos SATLAB reprodujo adecuadamente el comportamiento de los elementos en la fase de servicio, fisuración y rotura.
- El elemento con recrecido de canto (RC) no pudo llevarse a la rotura por rotura del pilar superior y agotamiento de la capacidad del sistema de carga, habiendo resistido más de una 140% con respecto al encepado de referencia. Sin embargo, sí se alcanzó la plastificación del tirante principal a un nivel de carga del orden de 1900 kN
- El encepado con recrecido de canto presenta comportamiento similar al elemento sin recrecido hasta el momento 1500 kN. A partir de este momento, el nudo superior se desplaza hacia arriba y se hace evidente la participación del recrecido. Sin embargo, en la simulación numérica, el recrecido actúa desde el primer momento de su aplicación, lo cual indica la necesidad de contemplar los movimientos relativos de la junta en el modelo, sobre todo para las primeras etapas de carga posterior al recrecido. Para cargas altas, tras la plastificación del tirante, el comportamiento del modelo es similar a la observación experimental.

Futuras líneas de investigación

- Formular e implementar un modelo de junta para el modelo numérico SATLAB para simular el comportamiento del recrecido en las fases más inmediatas tras la ejecución del mismo.
- Perfeccionar la metodología de retroanálisis de experimentos con esquemas de bielas y tirantes para proporcionar unas recomendaciones prácticas para la verificación en servicio de regiones D.

- Implementar efectos diferidos en el modelo SATLAB para poder considerar los posibles fenómenos de retracción y fluencia en el comportamiento de la zona recrecida y existente.
- Estudiar la posibilidad de usar sistemas de análisis digital de imágenes para estudiar patrones de fisuras y distribución de deformaciones que permitan comprender mejor el comportamiento complejos como, por ejemplo, elementos fisurados a cortante y otras regiones D.
- Estudiar el refuerzo de otras regiones D típicas y el uso de otros materiales habituales para operaciones de refuerzo, como puede ser, el uso de laminado compuestos de FRP.

8. Bibliografía

(s.f.).

Alberca Rosa, J. (Junio de 2012). *"Análisis y evaluación de Regiones D reparadas o reforzadas"*. Barcelona, España.

Bairan Garcia, J., Mari Bernat, A., & Alberca, J. (2012). "REHABCAR 7.3.2".

Casas Rius, J. R. (2012). "Apuntes de Clases".

De la Rosa Lamata, E. (2012). *"Estudio del comportamiento en servicio y rotura de regiones "D" de hormigón armado ampliadas o reforzadas"*. Barcelona, España.

De la Torre Range, O. (s.f.). *"Evaluación y Reparación Estructural de Edificios"*. Recuperado el 2013, de Camara Panameña de la Construcción CAPAC: <http://www.capac.org>

EHE-08 . (2008). *"Artículo 58 Elementos de Cimentación"*. España.

EHE-08. (2008). *"Instrucción de Hormigón Estructural"*. España: Centro de publicaciones Secretaria General Tecnica Ministerio de Fomento.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales UPM. (2007). Cimentaciones.

Fernandez Ordoñez, J. (s.f.). *"Eugene Freyssinet"*.

Fraile Mora, J., & García Gutiérrez, P. (2013). *"Instrumentacion aplicada al a ingenieria"*. Madrid.

González Serrano, A., & Castillo Linares, A. (1999). "Refuerzo del Encepado de la pila 3 de puente de las Pias". *Informes de la Construcción vol50*, 31-34.

Marí Bernard, A., Bairán Garcia, J. M., Moreno, R., Alvarez, J. J., Lorente, G., & Andrade, C. (2011). "REHABCAR 1.3.3".

Mari Bernat, A., Bairan Garcia, J., & Moreno, R. (2011). "Predicción de los efectos estructurales del deterioro y refuerzo de puentes". *REHABCAR*.

Mecanogumba. (2013). *"Apoyos Elastometricos"*.

- Menduiña Montero, R., Bairan Garcia, J., & Marí Bernat, A. (2014). "Refuerzo por Recrecidos de regiones D en estructuras". *ACHE*.
- Ministerio de Obras Publicas ,Transporte y MedioAmbiente. (1995). "*Nota Tecnica sobre aparatos de apoyo para puentes*".
- Monografías M-6 ACHE. (2003). "Método de Bielas y Tirantes". *Monografías M-6 ACHE*.
- Montero Echeverría, W. E. (2011). "*Tesis Doctoral Efecto de la Curvatura Superficial sobre la la Exactitud en el Cálculo de la Tensión a partir de la Deformación Medida con Galgas Extensométricas Resistivas*". Madrid: UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID.
- Peset González, L., Alvarez Andrés, J., Sopeña Corvinos, L., & Aparicio Garcia, J. (2012). "Un nuevo método de rehabilitación y ampliación de dinteles en puentes de vigas. Aplicaciónal viaducto de La Jarosa". *ACHE*, 63, 7-30.
- Richardson. (2002). *Fundamentals of Durable Reinforced Concrete*. Modern Concrete Technology.
- Sabinova Kenalieva, V. (2011). "*Refuerzo de Vigas Mediante Recrecido de Hormigon Armado en un atico de vivienda*". Univeridad Politenica de Valencia.
- Torroja Cavanillas, J., Simón-Talero Muñoz, J., Hernández Gayo, A., & Navarro Manso, A. (Junio de 2011). "Ampliacion del Viaducto de San Pedro de la Ribera". *ACHE Asociacion Cientifica de Hormigon Estructural*, 11-45.
- Valluvan, R. (2007). "Seismic Evalution and Retrofit Techniques for Concrete Bridges". *ACI 341.3 R-07*.

ANEJOS